

# **AVALIAÇÃO DA DESSATURAÇÃO COMO MEDIDA DE MITIGAÇÃO DA LIQUEFAÇÃO**

**DIANA FERNANDES CORDEIRO**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA**

---

Orientador: Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da  
Fonseca

---

Coorientador: Professora Doutora Sara Rios da Rocha e Silva

JANEIRO DE 2018

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2017/2018**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2017/2018 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2018*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais,  
por todo o amor e dedicação.

*Um dia, quando olhares para trás,  
verás que os dias mais belos foram aqueles em que lutaste.*

*Sigmund Freud*



## **AGRADECIMENTOS**

Gostaria de agradecer a todas as pessoas que contribuíram não só para a realização deste trabalho, mas que me acompanharam e apoiaram durante todo o meu percurso académico.

Agradeço de forma especial:

- À professora Sara Rios pela orientação, apoio, conhecimentos transmitidos, disponibilidade e paciência ao longo da realização deste trabalho e pela revisão crítica e atenta do presente documento.
- Ao Professor António Viana da Fonseca pela oportunidade de realizar uma tese em regime laboratorial, pela partilha do seu conhecimento e pelo entusiasmo contagiante com que trata a geotecnia.
- A toda a equipa do LabGeo-FEUP: Sr. Pinto, Catarina, Fausto, Claver, Bruno e em especial à Daniela, por toda a ajuda e conhecimentos transmitidos ao longo desta experiência.
- Ao projeto LIQUEFACT ("Avaliação e mitigação do potencial de liquefação em toda a Europa: uma abordagem holística de proteção de estruturas/infraestruturas para uma melhor resiliência às catástrofes de liquefação induzida por sismos") no qual se integra este trabalho, e que recebeu financiamento do programa de investigação e inovação Horizonte 2020 da União Europeia no âmbito do acordo de subvenção, sem GAP -700748.
- Às minhas geocolegas: Cláudia Lourenço, pela amizade e apoio prestado ao longo destes anos e Cláudia Cordeiro, pelo companheirismo, apoio e experiências vividas nesta última fase do meu percurso.
- Aos meus pais, pela oportunidade que me deram na vida e por sempre acreditarem em mim, mesmo quando eu não o fazia.
- Às minhas amigas de sempre, Daniela e Catarina, por continuarem ao meu lado.
- Ao João Mendes, pelos bons momentos vividos nestes últimos 4 anos.

Um muito obrigado a todos!



## **RESUMO**

A liquefação é o fenómeno em que o solo perde resistência e rigidez devido ao aumento da pressão neutra até à anulação das tensões efetivas instaladas. Este é um fenómeno destrutivo, provocando danos materiais e pessoais, pelo que é fundamental tomar medidas para mitigar ou minimizar esses danos. Deste modo, é necessário proceder ao melhoramento ou estabilização dos solos sobre os quais se pretende construir ou até mesmo, se possível, nos solos que já suportam edificações.

A resistência à liquefação aumenta significativamente quando o grau de saturação diminui, tornando a dessaturação dos solos uma medida efetiva de melhoria de solos de fundação para mitigação de liquefação. O ar presente nos poros do solo, reduz o seu volume e permite a absorção dos excessos de pressões neutras que são gerados durante o carregamento, responsáveis pela anulação da tensão efetiva.

Neste trabalho pretende-se avaliar em laboratório a dessaturação como medida de mitigação da liquefação. Para esse efeito serão conduzidos ensaios triaxiais cíclicos, em condições não drenadas, em provetes saturados e não completamente saturados para se verificar em que medida este procedimento é suficiente para impedir a liquefação. Os ensaios realizados foram munidos de instrumentação interna de grande precisão, permitindo controlar com grande rigor as condições de compacidade da amostra, nomeadamente a evolução do índice de vazios.

O solo em estudo é uma areia recolhida da zona de Aveiro, uma região de sismicidade já caracterizada, sendo avaliado o seu comportamento para diferentes grandezas de carregamentos cíclicos e vários níveis de saturação. A velocidade de propagação das ondas sísmicas, mais especificamente, a velocidade da onda P, é utilizada para avaliação do nível de saturação do provete em paralelo com o parâmetro de Skempton.

Simultaneamente é identificada a curva de retenção de água do solo, que relaciona o teor em água e a sucção. Conhecer o nível de sucção é fundamental, visto que, se este for significativo irá provocar o aumento da tensão efetiva e consequentemente da resistência ao corte dos provetes ensaiados. Desta forma é possível obter uma boa indexação dos parâmetros de saturação com os parâmetros de resistência cíclica.

**PALAVRAS-CHAVE:** Liquefação, Dessaturação, Ensaio Triaxiais, Curva de Retenção, Ondas Sísmicas.





## **ABSTRACT**

Liquefaction is the phenomenon in which the soil loses strength and stiffness due to the increase of the pore pressure until the effective stress is null. This is a destructive phenomenon, that causes material and human losses, so it is essential to take measures to mitigate or minimize such damages. Therefore, it is necessary to improve or stabilize the soils on which it is intended to build and, if possible, in soils that already support buildings.

Soil resistance to liquefaction increases significantly as the degree of saturation decreases, making soil desaturation an effective measure of improving foundation soils for mitigation of liquefaction. The air present in the pore plays a role of absorbing generated excess pore pressures, responsible for the effective stress reduction, by reducing its volume.

The current work evaluates desaturation of soils as a liquefaction countermeasure through laboratory tests. For this purpose, cyclic triaxial tests were conducted under undrained conditions on saturated and unsaturated specimens to verify the extent to which this procedure is enough to prevent liquefaction. These tests were equipped with internal instrumentation of high precision, allowing to control with great accuracy the compactness of the sample, namely the voids ratio evolution.

The soil under study is a sand collected from the Aveiro zone, a region of seismicity already characterized, and its behavior will be evaluated for different cyclic loadings and various levels of saturation. The propagation velocity of seismic waves, namely the velocity of the P wave, will be used to evaluate the saturation level of the specimen in parallel with the Skempton parameter.

At the same time, the soil water characteristic curve, which relates the water content with suction, will be identified. Knowing the level of suction is fundamental so that if it reaches significant values, it must be considered in the normalization of the stress state of the test specimens. In this way it is possible to obtain a good indexation of the saturation parameters with the cyclic resistance parameters.

**KEY WORDS:** Liquefaction, Desaturation, Triaxial Tests, Soil Water Characteristic Curve, Seismic Waves.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
 <b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	 1
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL .....	1
1.2. OBJETIVOS .....	1
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO .....	2
 <b>2. LIQUEFAÇÃO DE SOLOS</b> .....	 3
2.1. LIQUEFAÇÃO .....	3
2.1.1. INTRODUÇÃO .....	3
2.1.2. O FENÓMENO LIQUEFAÇÃO .....	3
2.1.3. ROTURA POR LIQUEFAÇÃO .....	6
2.1.4. LIQUEFAÇÃO EM PORTUGAL CONTINENTAL.....	6
2.2. SUSCETIBILIDADE DOS SOLOS À LIQUEFAÇÃO .....	8
2.2.1. CRITÉRIO HISTÓRICO-GEOLÓGICO.....	8
2.2.2. CRITÉRIO DA COMPOSIÇÃO DE MATERIAL.....	9
2.2.2.1. Distribuição Granulométrica .....	9
2.2.2.2. Forma do Material .....	10
2.2.3. CRITÉRIO DE ESTADO .....	10
2.2.3.1. Índice de Vazios Crítico.....	10
2.2.3.2. Estado de Deformação.....	11
2.2.3.3. Parâmetro de Estado .....	12
2.3. POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO .....	13
2.3.1. RAZÃO DA AÇÃO CÍCLICA - CSR.....	13
2.3.2. RAZÃO DA RESISTÊNCIA CÍCLICA - CRR .....	15
2.3.3. AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À LIQUEFAÇÃO.....	17
2.4. MEDIDAS DE MITIGAÇÃO DA LIQUEFAÇÃO .....	17
2.5. DESSATURAÇÃO .....	18
2.5.1. INTRODUÇÃO .....	18

2.5.2. EFEITO DA DESSATURÇÃO COMO MEDIDA DE MITIGAÇÃO DA LIQUEFAÇÃO .....	18
2.5.3. REBAIXAMENTO DO NÍVEL FREÁTICO .....	20
2.5.4. INJEÇÃO DE AR .....	21
<b>2.6. INTRODUÇÃO À MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS .....</b>	<b>22</b>
2.6.1. INTRODUÇÃO À SUCÇÃO.....	22
2.6.2. MÉTODOS E TÉCNICAS DE MEDIÇÃO DA SUCÇÃO .....	24
2.6.3. CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA .....	24
2.6.4. EQUAÇÕES DE PREVISÃO DA CURVA DE RETENÇÃO .....	26
<b>2.7. AVALIAÇÃO DO GRAU DE SATURAÇÃO.....</b>	<b>27</b>
2.7.1. PARÂMETRO DE SKEMPTON.....	27
2.7.2. VELOCIDADE DA ONDA P .....	28
 <b>3. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....</b>	 <b>31</b>
<b>3.1. CASO DE ESTUDO .....</b>	<b>31</b>
3.1.1. A AREIA DE AVEIRO .....	31
3.1.2. ESTUDOS ANTERIORES .....	32
3.1.3. CARACTERIZAÇÃO SÍSMICA DO LOCAL .....	37
3.1.3.1. Aceleração Horizontal de Pico .....	37
3.1.3.2. Estado de Tensão .....	38
3.1.3.3. Tensão de Desvio Cíclica.....	38
<b>3.2. PROGRAMA DOS ENSAIOS LABORATORIAIS .....</b>	<b>39</b>
<b>3.3. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA .....</b>	<b>41</b>
3.3.1. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA .....	41
3.3.2. PESO VOLUMICO DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS .....	41
<b>3.4. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA .....</b>	<b>42</b>
3.4.1. CÂMARA TRIAXIAL STRESS-PATH .....	43
3.4.2. INSTRUMENTAÇÃO .....	45
3.4.2.1. Medidor de Deslocamento do tipo LVDT .....	45
3.4.2.2. Medidor Automático de Volume .....	45
3.4.2.3. Transdutores Internos de Deformação de Efeito “Hall” .....	46
<b>3.5. ENSAIOS DE MEDIÇÃO DE ONDAS SÍSMICAS .....</b>	<b>47</b>
3.5.1. INTRODUÇÃO ÀS ONDAS SÍSMICAS.....	47
3.5.1.1. Ondas Volumétricas .....	47

3.5.1.2. Ondas Superficiais .....	49
3.5.2. TRANSDUTORES PIEZOELÉTRICOS.....	49
3.5.2.1. Bender Elements .....	50
3.5.2.2. Extender Elements .....	51
3.5.3. MEDIÇÃO DE ONDAS SÍSMICAS EM LABORATÓRIO.....	52
3.5.4. SISTEMA DE EMISSÃO, LEITURA E REGISTO DE ESPECTROS DE ONDAS SÍSMICAS .....	53
<b>3.6. O ENSAIO TRIAXIAL.....</b>	<b>54</b>
3.6.1. PREPARAÇÃO E MONTAGEM DE AMOSTRAS.....	54
3.6.2. PERCOLAÇÃO .....	55
3.6.3. SATURAÇÃO .....	55
3.6.4. CONSOLIDAÇÃO .....	56
3.6.5. CORTE .....	56
3.6.6. ROTURA E DESMONTAGEM DO ENSAIO.....	57
<b>3.7. DETERMINAÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO DO SOLO.....</b>	<b>57</b>

## **4. APRESENTAÇÃO E INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS**

.....	61
<b>4.1. CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL.....</b>	<b>61</b>
4.1.1. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA .....	61
4.1.2. PESO VOLUMICO DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS .....	62
4.1.3. OUTRAS PROPRIEDADES DO SOLO E QUADRO RESUMO .....	62
<b>4.2. DETERMINAÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO .....</b>	<b>63</b>
4.2.1. RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	63
4.2.2. AJUSTE DAS EQUAÇÕES DE PREVISÃO DA CURVA DE RETENÇÃO .....	65
<b>4.3. ENSAIOS TRIAXIAIS.....</b>	<b>67</b>
4.3.1. PLANO DE ENSAIOS .....	67
4.3.2. RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	68
4.3.2.1. Apresentação Individual dos Resultados .....	69
4.3.2.2. Análise e Interpretação Conjunta dos Resultados .....	78

## **5. CONCLUSÕES .....**

<b>5.1. CONCLUSÃO.....</b>	<b>85</b>
<b>5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....</b>	<b>86</b>

<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>87</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>93</b>
<b>ANEXO 1 – CÁLCULOS E CORREÇÕES NOS ENSAIOS TRIAXIAIS .....</b>	<b>95</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema simplificado de Ishihara para explicar a liquefação (Matos Fernandes, 2017): a) antes da liquefação; b) durante a liquefação; c) após liquefação .....	4
Figura 2.2 – Esquema explicativo das ejeções de areia devido à liquefação (Matos Fernandes, 2017)	4
Figura 2.3 – Fissura no terreno com erupção de jatos de areia. Sismo de Loma Prieta, São Francisco, 1989 (Foto USGS) .....	4
Figura 2.4 – Instabilizações provocadas pela liquefação: a) perda de capacidade de carga – Turquia, 1990 (Foto USGS); b) impulsão – Sismo de Chuetsu, Japão, 2004 (Foto USGS); c) <i>lateral spreading</i> – Sismo de Kobe, Japão, 1995 (Foto EERC) .....	5
Figura 2.5 - Condições de ocorrência de liquefação e amostras de areia saturadas sob carregamentos monotônicos e cíclicos em condições não drenadas (Castro e Poulos, 1977) .....	6
Figura 2.6 – Localização de fenómenos de liquefação associados a sismos históricos (Jorge, 1995) .	7
Figura 2.7 – Relação entre a magnitude e o logaritmo da distância máxima de liquefação (Jorge, 1994) .....	7
Figura 2.8 – Mapa de período de retorno do potencial de liquefação para Portugal Continental (Jorge, 1994) .....	8
Figura 2.9 – Gama de granulometrias suscetíveis à liquefação para solos bem graduados (Tsushida, 1971) .....	10
Figura 2.10 - Gama de granulometrias suscetíveis à liquefação para solos mal graduados (Tsushida, 1971) .....	10
Figura 2.11 - Comportamento típico de duas amostras de areia (uma solta e outra compacta) em ensaios triaxiais (adaptado de Taylor, 1948): a) resistência crítica; b) índice de vazios críticos; .....	11
Figura 2.12 – Comportamento de areias soltas e densas sob carregamento monotónico em condições drenadas e não drenadas e definição da linha de estados crítica (adaptado de Casagrande, 1936) .	11
Figura 2.13 – Comportamento dos ensaios triaxiais realizados por Castro (1969) (adaptado de Bedin, 2008) .....	12
Figura 2.14 – Definição do parâmetro de estado (adaptado de Been e Jefferies, 1985) .....	13
Figura 2.15 – Coeficiente de Redução de Tensões (Andrus & Stokoe, 2000) .....	14
Figura 2.16 - Relação entre $V_{s1}$ e CRR ou CSR (Andrus e Stokoe, 2000) .....	16
Figura 2.17 – Relação entre o grau de saturação e a resistência à liquefação (Okamura e Soga, 2006) .....	19
Figura 2.18 - Relação entre a extensão volumétrica potencial e a razão da resistência à liquefação (Okamura e Soga, 2006) .....	20
Figura 2.19 – Esquema de rebaixamento do nível freático como medida de dessaturação (adaptado de Takemura et al., 2009) .....	20

Figura 2.20 – Resultados obtidos pelo modelo da centrifuga (Takemura et al., 2009): a) Relação entre o CSR e o número de ciclos; b) Relação entre a extensão volumétrica potencial e a razão da resistência à liquefação .....	21
Figura 2.21 - Esquema de injeção do ar como medida de dessaturação (adaptado de Okamura e Teraoka, 2005) .....	21
Figura 2.22 - Relação entre o CSR e o número de ciclos (Okamura et al., 2011) .....	22
Figura 2.23 – Forças interpartículas num solos não saturado: a) carregamento de uma amostra de solos não saturado; b) análise das forças num contacto entre partículas (Matos Fernandes, 2017) ..	23
Figura 2.24 - Variáveis do estado de tensão para solos não saturados (Matos Fernandes, 2017) .....	23
Figura 2.25 – Curva de retenção típica de um solo com fração fina (Fredlund & Xing, 1994) .....	25
Figura 2.26 – Curvas de retenção para diversos tipos de solos (Matos Fernandes, 2017) .....	25
Figura 2.27 - Tensões incrementais num carregamento isotrópico (Matos Fernandes, 2012) .....	27
Figura 2.28 – Relação do parâmetro B com o grau de saturação (Yang, 2002) .....	28
Figura 2.29 - Relação da velocidade das ondas P com o grau de saturação (Yang, 2002) .....	29
Figura 2.30 - Evolução do B de Skempton em função da velocidade das ondas P (Yang, 2002) .....	30
Figura 3.1 – Localização do local em estudo: Gafanha da Nazaré, Aveiro – GSP (N: 40° 39,194'; S: 8° 42,404') .....	31
Figura 3.2 – Distribuição dos ensaios <i>in situ</i> no campo experimental de Aveiro (Pinto, 2014) .....	32
Figura 3.3 – Perfil lito-estratigráfico da secção C-C' (Rodrigues et al., 2014) .....	33
Figura 3.4 – Curvas Granulométricas do solo de Aveiro (Pinto, 2014) .....	34
Figura 3.5 - Variação do índice de vazios do final da preparação para o fim da saturação (Pinto, 2014) .....	35
Figura 3.6 – Definição do índice crítico (Pinto, 2014) .....	36
Figura 3.7 – Determinação do ângulo de atrito a volume constante (Pinto, 2014) .....	36
Figura 3.8 – Análise Granulométrica: a) série de peneiros ASTM utilizados; b) peneirador mecânico	41
Figura 3.9 – Determinação da densidade das partículas sólidas: a) picnómetro contendo a amostra de solo e água destilada; b) ebulição da mistura; c) determinação do peso e temperatura do picnómetro e do solo .....	42
Figura 3.10 – Esquema de uma câmara triaxial convencional (Matos Fernandes, 2012) .....	43
Figura 3.11 – Câmara triaxial <i>stress-path</i> .....	44
Figura 3.12 – Sistemas de controlo de pressões: a) automático; b) manual .....	44
Figura 3.13 - LVDT instalado na câmara triaxial <i>stress-path</i> .....	45
Figura 3.14 – a) Medidor automático de volume; b) modos de funcionamento: 1. <i>Bypass</i> (ligação direta), 2. <i>Flow Up</i> (fluxo ascendente), 3. <i>Flow Down</i> (fluxo descendente). .....	46
Figura 3.15 - Transdutores efeito <i>Hall</i> : a) medidor de variação axial; b) medidor de variação radial (adaptado de Thom et al, 2008) .....	46



Figura 3.16 – Transdutores internos utilizados .....	47
Figura 3.17 – Esquema de propagação das ondas volumétricas: a) Onda P; b) Onda S (Ferreira, 2003) .....	48
Figura 3.18 – Relação entre o coeficiente de Poisson e as velocidades $V_P$ , $V_S$ e $V_R$ num meio elástico semi-definido (adaptado de Richart et al, 1970) .....	49
Figura 3.19 – Esquema de propagação das ondas superficiais: a) Onda Rayleigh; b) Onda Love (Ferreira, 2003).....	49
Figura 3.20 – Esquema de um elemento piezoelétrico em repouso e sob tensão (Ferreira, 2003).....	50
Figura 3.21 - <i>Bender element</i> : esquema de funcionamento (Ferreira, 2003).....	50
Figura 3.22 - <i>Bender element</i> : a) transmissor; b) recetor (Ferreira, 2003) .....	51
Figura 3.23 – <i>Extender element</i> : esquema de funcionamento (Ferreira, 2003) .....	51
Figura 3.24 - <i>Extender element</i> : a) recetor; b) transmissor (Ferreira, 2003) .....	51
Figura 3.25 – Placa da base da câmara triaxial <i>stress-path</i> .....	52
Figura 3.26 – Definição da distância percorrida pelas ondas, num provete em câmara triaxial (Ferreira, 2003) .....	52
Figura 3.27 - Esquema de ligação dos equipamentos que constituem o ensaio sísmico (Pinto, 2014) .....	53
Figura 3.28 – Sistema de Medição de Ondas do LabGeo- FEUP .....	53
Figura 3.29 – <i>Moist Tamping</i> : colocação por camadas .....	54
Figura 3.30 – Etapas de montagem das amostras .....	55
Figura 3.31 – Anel de borracha usado no corte cíclico.....	57
Figura 3.32 – Corte esquemático de uma panela de pressão com placas porosas de cerâmica (ASTM, 2008) .....	58
Figura 3.33 – Processos de montagem das panelas de pressão: a) Montagem da amostra no anel de retenção; b) Translação das amostra para a placa porosa e respetiva saturação; c) Colocação do conjunto pedra/amostras na panela e ligação do tubo de drenagem; d) Encerramento das penelas e aplicação do escalão de pressão. ....	59
Figura 3.34 – Sistema de manómetros e placas de pressão utilizados.....	59
Figura 4.1 – Curva granulométrica da areia de Aveiro .....	61
Figura 4.2 – Curva de retenção obtida com recurso às placas de pressão .....	64
Figura 4.3 – Curva de retenção em função do teor de água volumétrico.....	64
Figura 4.4 – Ajuste dos dados experimentais às equações propostas por: a) Williams et al. (1983); b) Gardner (1958); c) Brooks & Corey (1964); d) Fredlund & Xing (1994); e) Van Genuchten (1980); f) Fredlund & Xing (1994) .....	66
Figura 4.5 – Representação gráfica de uma extensão axial de amplitude dupla num ciclo de um carregamento cíclico .....	69
Figura 4.6 – Resultados ensaio TXSP1: a) ciclos; b) relação $\varepsilon_a$ -q; c) relação $\varepsilon_a$ - $\Delta u$ ; d) relação $p'$ -q. ...	70

Figura 4.7 – Curvas: a) $B-V_P$ ; b) $v - V_P / V_S$ .....	70
Figura 4.8 - Relação $p'-q$ nos ensaios TXSP2 e TXSP3 .....	71
Figura 4.9 – Ensaio TXSP4: a) relação $\varepsilon_a-\Delta u$ ; b) relação $p'-q$ .....	71
Figura 4.10 - Resultados ensaio TXSP5: a) ciclos; b) relação $\varepsilon_a-q$ ; c) relação $\varepsilon_a-\Delta u$ ; d) relação $p'-q$ ..	72
Figura 4.11 - Resultados ensaio TXSP6: a) ciclos; b) relação $\varepsilon_a-q$ ; c) relação $\varepsilon_a-\Delta u$ ; d) relação $p'-q$ ..	73
Figura 4.12 - Resultados ensaio TXSP7: a) ciclos; b) relação $\varepsilon_a-q$ ; c) relação $\varepsilon_a-\Delta u$ ; d) relação $p'-q$ ..	74
Figura 4.13 - Resultados ensaio TXSP8: a) ciclos; b) relação $\varepsilon_a-q$ ; c) relação $\varepsilon_a-\Delta u$ ; d) relação $p'-q$ ..	75
Figura 4.14 - Resultados ensaio TXSP9: a) ciclos; b) relação $\varepsilon_a-q$ ; c) relação $\varepsilon_a-\Delta u$ ; d) relação $p'-q$ ..	76
Figura 4.15 - Resultados ensaio TXSP10: a) ciclos; b) relação $\varepsilon_a-q$ ; c) relação $\varepsilon_a-\Delta u$ ; d) relação $p'-q$	77
Figura 4.16 – Comparação dos resultados experimentais com a curva teórica de Yang (2002) .....	79
Figura 4.17 – Curvas de $V_P$ vs. $B$ para amostras saturadas em comparação com as curvas teóricas de Yang (2002) (Vieira Faria et al., 2006) .....	79
Figura 4.18 – Variação do índice de vazios ao longo do ensaio .....	80
Figura 4.19 - Curva de retenção em função do grau de saturação .....	82
Figura 4.20 – Razão entre a razão de ação cíclica e o número de ciclos. ....	83
Figura 4.21 – CSR vs. $N^o$ ciclos .....	83
Figura 4.22 - Diferença de alturas entre a câmara superior e inferior dos transdutores .....	96

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores do fator corretivo $c_r$ .....	15
Tabela 3.1 – Estimativa dos parâmetros do solo .....	34
Tabela 3.2 – Planeamento dos ensaios triaxiais por Pinto(2014).....	35
Tabela 3.3 – Caracterização sísmica.....	37
Tabela 3.4 - Cálculo da aceleração horizontal máxima da superfície do solo.....	38
Tabela 3.5 - Estado de tensão do solo .....	38
Tabela 3.6 - Cálculo da tensão de desvio cíclica.....	39
Tabela 3.7 – Planeamento dos ensaios triaxiais.....	40
Tabela 3.8 – Planeamento dos ensaios de determinação da curva de retenção.....	40
Tabela 4.1 – Propriedades físicas do solo .....	63
Tabela 4.2 – Parâmetros de ajuste das curvas de retenção e somatório dos desvios entre os resultados .....	67
Tabela 4.3 - Ensaios triaxiais realizados.....	68
Tabela 4.4 – Resultados dos ensaios triaxiais realizados .....	78
Tabela 4.5 – Parâmetros utilizados para a definição da curva de Yang (2002) .....	78
Tabela 4.6 – Comparação do índice de vazios obtido do início para o fim do ensaio e do índice de vazios obtido do fim para o início do ensaio .....	81
Tabela 4.7 – Valores de sucção obtidos para os graus de saturação dos ensaio triaxiais .....	82



## SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

### ALFABETO LATINO

$A_0$  - área inicial da amostra de solo

$A$  - área amostra  $d$

$a_g$  – valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno Tipo A

$a_{gr}$  – valor de referência de aceleração máxima à superfície de um terreno do Tipo A

$a_{vg}$  - valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical

$a_{máx}$  - aceleração de pico horizontal

$B$  - parâmetro de Skempton

$BP$  - pressão na amostra

$CP$  - pressão na câmara

$C_c$  - índice de compressibilidade ou curvatura

$C_U$  - coeficiente de uniformidade

$D$  - diâmetro da amostra

$D_{10}$  - diâmetro efetivo, dimensão correspondente a 10% de material passado numa curva granulométrica

$D_{\%}$  - diâmetro efetivo, dimensão correspondente à % de material passado numa curva granulométrica

$D_r$  - densidade relativa

$E$  - módulo elasticidade

$e$  - índice de vazios

$e_0$  - índice de vazios inicial

$e_{crit}$  - índice de vazios no estado crítico

$e_{máx}$  - índice de vazios máximo

$e_{min}$  - índice de vazios mínimo

$F_L$  - fator de segurança relativo ao desencadeamento da liquefação

$G$  - módulo de distorção

$g$  - aceleração da gravidade

$H$  - altura da amostra

$I_L$  - índice potencial de liquefação

$K_0$  - coeficiente de impulso em repouso

$L$  - onda Love

$N$  – número de ciclos para liquefazer

$n$  - coeficiente do estado de tensão

P - onda de compressão  
P<sub>a</sub> - pressão atmosférica  
p' - tensão média efetiva  
q - tensão de desvio  
R - onda *Rayleigh*  
r<sub>d</sub> - coeficiente redutor da tensão  
S - onda de corte  
t<sub>p</sub> - tempo de propagação das ondas de compressão  
t<sub>s</sub> - tempo de propagação das ondas de corte  
V<sub>0</sub> - volume inicial da amostra  
V<sub>P</sub> - velocidade das ondas de compressão  
V<sub>S</sub> - velocidade das ondas de corte  
V<sub>S1</sub> - velocidade normalizada das ondas de corte  
w - teor em água  
z – profundidade

#### ALFABETO GREGO

$\gamma$  - peso volúmico do solo  
 $\gamma_s$  - peso volúmico das partículas sólidas  
 $\Delta e$  - variação do índice de vazios  
 $\Delta u$  - excesso de pressão intersticial  
 $\Delta \sigma_1$  - incremento da tensão de confinamento na direção principal 1  
 $\Delta \sigma_3$  - incremento da tensão de confinamento na direção principal 3  
 $\varepsilon_a$  - deformação axial  
 $\varepsilon_v$  - deformação volumétrica  
 $\nu$  - coeficiente de *Poisson*  
 $\rho$  - massa específica  
 $\sigma_d$  - tensão de desvio  
 $\sigma_m$  - tensão média de confinamento  
 $\sigma_v$  - tensão total vertical  
 $\sigma'_h$  - tensão efetiva horizontal  
 $\sigma'_{h0}$  - tensão efetiva horizontal inicial

$\sigma'_v$  - tensão efetiva vertical

$\sigma'_{v0}$  - tensão efetiva vertical inicial

$\tau_c$  - tensão de corte crítica

$\psi$  - parâmetro de estado

## SIGLAS E ACRÓNIMOS

ASTM - American Society for Testing and Materials

CICCOPN - Centro de Formação Profissional da Indústria da Construção Civil e Obras Públicas do Norte

CPT - Cone Penetration Test

CSR - Razão de Ação Cíclica

CRR - Razão da Resistência Cíclica

CRR<sub>tx</sub> - Razão da Resistência Cíclica para os ensaios triaxiais

FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

LabGeo - Laboratório de Geotecnia da FEUP

LEC - Linha dos Estados Críticos

LGMC - Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção

LVDT - Linear Variable Differential Transformers

SPT - Standard Penetration Test

TEC – Teoria dos Estados Críticos





# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

Um dos problemas mais delicados das estruturas localizadas em zonas sísmicas e fundadas em solos granulares, é o fenómeno da liquefação, que ocorre geralmente em solos com índice de vazios superior ao crítico e saturados. A ação de um sismo corresponde a um carregamento de corte cíclico aplicado a todo o maciço de forma muito rápida. Sem possibilidade de dissipação dos excessos de pressão, estes acumulam-se, podendo anular a tensão efetiva e desencadear o fenómeno denominado por fluidificação ou liquefação das areias (Matos Fernandes, 2012). Este fenómeno é destrutivo, provocando desde danos materiais a pessoais, pelo que é fundamental tomar medidas para mitigar ou minimizar esses danos.

Deste modo, é necessário proceder ao melhoramento ou estabilização dos solos sobre os quais se pretende construir ou até mesmo, se possível, dos solos que já suportam edificações. É de realçar que as medidas de mitigação da liquefação são particularmente caras, principalmente aqueles que permitem a sua aplicação em áreas urbanizadas, justificando o estudo e desenvolvimento de técnicas de mitigação da liquefação acessíveis, económicas e de aplicação a estruturas já existentes. A diminuição do grau de saturação do maciço, ou simplesmente dessaturação tem-se revelado uma técnica promissora na resolução de tais problemas.

### 1.2. OBJETIVOS

O objetivo do presente trabalho consiste na avaliação da dessaturação como medida de mitigação da liquefação numa areia recolhida da zona de Aveiro, região de sismicidade já caracterizada. Esta avaliação consistiu na realização de vários ensaios triaxiais cíclicos de compressão-extensão no Laboratório de Geotecnia da FEUP.

Os provetes foram sujeitos a diferentes graus de saturação e posteriormente carregados ciclicamente, avaliando-se o número de ciclos completos até à liquefação do provete, caso ocorra. Estes ensaios foram ainda providos de instrumentação interna e externa para o controlo do estado de deformação e consequente avaliação do índice de vazios. Em paralelo foram realizados ensaios de medição da velocidade de propagação das ondas sísmicas ao longo das diferentes fases de ensaio da amostra na célula triaxial de modo a obter uma estimativa do grau de saturação do provete a ensaiar.

Como este trabalho envolve o estudo de solos não saturados, foi ainda determinada a curva de retenção de água do solo, que avalia a capacidade de retenção de água por parte de um solo, relacionando a variação do teor de água com a sucção instalada. Da curva em questão, podem ser inferidas vários parâmetros associados ao comportamento mecânico dos solos em condições não saturadas, como a

permeabilidade, resistência ao corte e a variação volumétrica, sendo fundamental neste trabalho retirar os valores de sucção associados aos ensaios triaxiais para os diversos graus de saturação. Foram ainda realizados ensaios de caracterização física com o objetivo de confirmar alguns parâmetros obtidos por outros autores em estudos anteriores sobre o mesmo solo em estudo.

### **1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO**

O presente trabalho encontra-se dividido em 5 partes. No primeiro e presente capítulo é apresentada a motivação geotécnica que deu origem ao estudo do tema em questão, juntamente com os principais objetivos a alcançar e a estrutura de organização do trabalho

No segundo capítulo é abordada a temática da liquefação dos solos. Inicialmente, é introduzido o conceito de liquefação fazendo uma pequena abordagem à aplicação do fenómeno em Portugal. De seguida expõem-se os critérios de suscetibilidade e de potencial de um solo à liquefação. São apresentadas diversas medidas de mitigação de liquefação, elaborando um estudo mais aprofundado sobre a dessaturação, que é objeto de estudo. Por último, são introduzidos alguns conceitos da mecânica dos solos não saturados, da avaliação do grau de saturação e de ondas sísmicas.

O programa experimental é apresentado no terceiro capítulo. É caracterizado o caso de estudo e exposto o plano de trabalhos, descrevendo os equipamentos laboratoriais, técnicas e procedimentos experimentais a realizar.

O quarto capítulo apresenta os resultados experimentais obtidos, a análise e interpretação dos mesmos e as consequentes relações que podem ser traçadas entre os ensaios, à luz dos objetivos traçados.

Por último são apresentadas as principais conclusões obtidas ao longo da realização deste trabalho e sugeridos alguns desenvolvimentos a realizar em trabalhos futuros.

# 2

## LIQUEFAÇÃO DE SOLOS

### 2.1. LIQUEFAÇÃO

#### 2.1.1. INTRODUÇÃO

Um dos problemas mais delicados das estruturas localizadas em zonas sísmicas e fundadas em solos granulares, é o fenómeno da liquefação, que ocorre geralmente em solos com índice de vazios superior ao crítico e saturados. A ação de um sismo corresponde a um carregamento de corte cíclico aplicado a todo o maciço de forma muito rápida. Sem possibilidade de dissipação dos excessos de pressão, estes acumulam-se, podendo anular a tensão efetiva e desencadear o fenómeno denominado por fluidificação ou liquefação das areias (Matos Fernandes, 2012).

A liquefação dos solos é umas das piores consequências da atividade sísmica, no entanto, apesar de frequentemente associada a sismos, estes não são fator condicionante para a ocorrência do fenómeno. O presente trabalho restringe-se à liquefação induzida pelo movimento sísmico.

#### 2.1.2. O FENÓMENO LIQUEFAÇÃO

Na mecânica dos solos, o termo liquefação designa o processo de passagem de um solo saturado do estado sólido ao estado líquido (Jorge, 1994).

A liquefação resulta da diminuição da tensão efetiva e perda da rigidez do material, provocada por acréscimos de poro-pressões decorrentes de carregamentos cíclicos ou monotónicos em condições não drenadas. Estes excessos de pressão neutra podem levar à anulação das tensões efetivas, e sendo a resistência de corte diretamente dependente destas, o material é levado à rotura. A Figura 2.1 exibe um esquema simplificado proposto por Ishihara (1985) representativo do fenómeno em questão.

A liquefação é normalmente associada a solos granulares soltos e saturados, mas não é exclusiva dos mesmos. Quando atingido o estado de liquefação a um determinado nível da superfície, as suas consequências e a forma como se manifesta à superfície são controladas em grande parte pela estrutura geológica e condições hidrogeológicas.

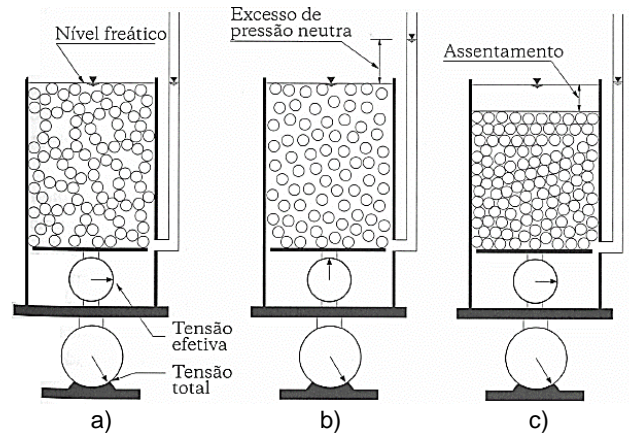


Figura 2.1 – Esquema simplificado de Ishihara para explicar a liquefação (Matos Fernandes, 2017): a) antes da liquefação; b) durante a liquefação; c) após liquefação

A manifestação do fenómeno à superfície consiste frequentemente na abertura de fendas ou orifícios por onde, durante o sismo ou imediatamente a seguir ao mesmo, se verifica a ejeção de água e areia. A liquefação de uma camada subjacente implica o acréscimo das pressões da água nas camadas superiores. Estas ao atingir valores muito elevados, provocam a fratura dos materiais de recobrimento, que por norma são pouco impermeáveis, ocorrendo ejeções de água e areia por essas zonas. A Figura 2.2 esquematiza o processo de erupção de areia e a Figura 2.3 ilustra um caso real de ocorrência do fenómeno em São Francisco, após o sismo de Loma Prieta, 1989.

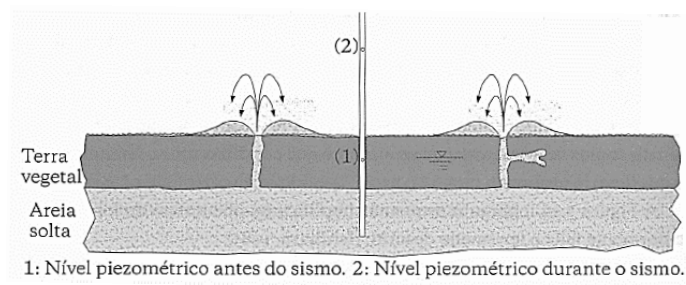


Figura 2.2 – Esquema explicativo das ejeções de areia devido à liquefação (Matos Fernandes, 2017)



Figura 2.3 – Fissura no terreno com erupção de jatos de areia. Sismo de Loma Prieta, São Francisco, 1989 (Foto USGS)

A severidade dos danos associados à liquefação resulta direta ou indiretamente das grandes deformações e das subpressões associadas à ocorrência da liquefação a maior ou menor profundidade. As formas típicas de instabilização associadas à ocorrência deste fenómeno podem ser caracterizadas pela perda de capacidade de carga, a impulsão ou a flutuação (também conhecido por *lateral spreading*) (Jorge, 1994).

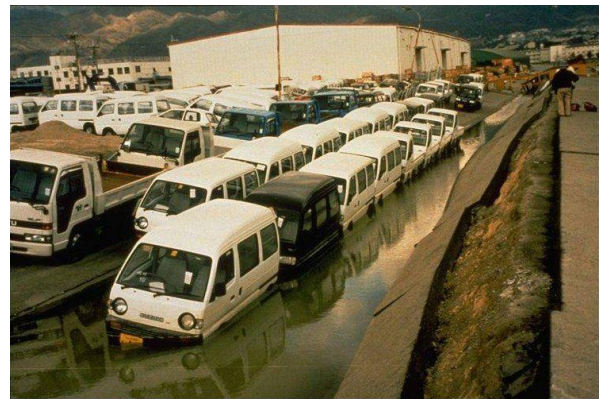
A perda de capacidade de carga está associada aos efeitos mais gravosos sobre as edificações, causando desde simples assentamentos diferenciais de maior ou menor grandeza até ao derrubamento ou afundamento da estrutura (Figura 2.4 a)). A impulsão causa danos em pavimentos, estruturas leves e infraestruturas enterradas (Figura 2.4 b)). A flutuação resulta da fissuração e da fragmentação da camada superficial, que por não acompanhar a deformação excessiva da camada subjacente, origina o movimento de blocos desagregados da camada superficial (Figura 2.4 c)).



a)



b)



c)

Figura 2.4 – Instabilizações provocadas pela liquefação: a) perda de capacidade de carga – Turquia, 1990 (Foto USGS); b) impulsão – Sismo de Chuetsu, Japão, 2004 (Foto USGS); c) *lateral spreading* – Sismo de Kobe, Japão, 1995 (Foto EERC)

A liquefação em camadas arenosas provoca ainda escorregamentos mais ou menos extensos em taludes naturais, de escavação ou de aterro que, se estes se situarem em zonas urbanizadas, acarretam consequências desastrosas (**Erro! A origem da referência não foi encontrada.**). O problema torna-se ainda mais grave nas barragens de rejeitos de minas cuja rotura por liquefação pode causar sérios danos ambientais.

### 2.1.3. ROTURA POR LIQUEFAÇÃO

Segundo Robertson e Wride (1998), o fenómeno da liquefação pode ser desencadeado por dois tipos de solicitações: por carregamento cíclico originando a liquefação cíclica ou por um aumento monotónico do carregamento que pode induzir a liquefação estática. No entanto a instabilidade cíclica pode originar dois mecanismos diferentes: a mobilidade cíclica, válido para solos densos, vibrados ou sobreconsolidados, sem a anulação das tensões efetivas, mas alvo de deformações acentuadas, ou fluxo ou escoamento por liquefação, apenas aplicável em solos soltos a levemente densos.

A distinção entre a liquefação de fluxo e a mobilidade cíclica, pode ser assistida por um diagrama (Figura 2.5) que relaciona o índice de vazios ( $e$ ) e a tensão de confinamento efetiva ( $\sigma'_3$ ). Este foi desenvolvido por Castro e Poulos (1977) pela realização de ensaios triaxiais em areias saturadas. A linha de estado crítico define a relação  $e$ - $\sigma'_3$  em que o solo se pode deformar sob volume e tensão constante.

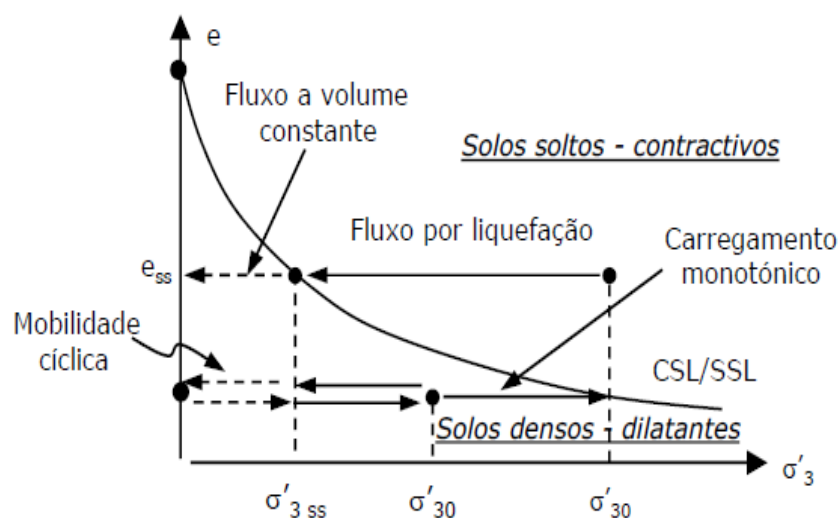


Figura 2.5 - Condições de ocorrência de liquefação e amostras de areia saturadas sob carregamentos monotónicos e cíclicos em condições não drenadas (Castro e Poulos, 1977)

### 2.1.4. LIQUEFAÇÃO EM PORTUGAL CONTINENTAL

O estudo da liquefação histórica é um passo fundamental para o zonamento do potencial de liquefação, uma vez que constitui uma fonte de dados objetivos que permitem avaliar *a posteriori* as distâncias entre os locais onde se observou o fenómeno de liquefação e o epicentro do sismo causador. Por outro lado, dá a conhecer os locais onde a liquefação pode ocorrer no futuro, uma vez que o fenómeno é normalmente reincidente (Jorge, 1994).

Este estudo implica a pesquisa e a consulta de uma grande quantidade de documentos. O primeiro passo consiste na identificação dos principais sismos que afetaram o território nacional e, se possível, o reconhecimento da ocorrência da liquefação. No entanto, à medida que se recua no tempo, os dados relativos aos sismos são cada vez mais escassos e as suas descrições não identificam diretamente o fenómeno, apenas permitem deduzir a sua ocorrência.

Berardi et al. (1991) refere as três manifestações principais a partir das quais se identifica a liquefação nos estudos de sismicidade histórica: fluxos de água e areia a partir de fissuras ou aberturas no solo, com a formação de pequenos vulcões de areia, ou ainda injeção de areia em poços; subsidência ou colapso



do solo em extensões limitadas, em materiais arenosos e o afundamento de edifícios fundados em material arenoso.

Jorge (1994) preparou uma coletânea de ficheiros de dados de sismicidade e liquefação histórica que afetaram o território português, a partir dos quais elaborou uma distribuição cartográfica, para cada sismo, dos pontos de ocorrência de liquefação e a sua classificação (Figura 2.6).

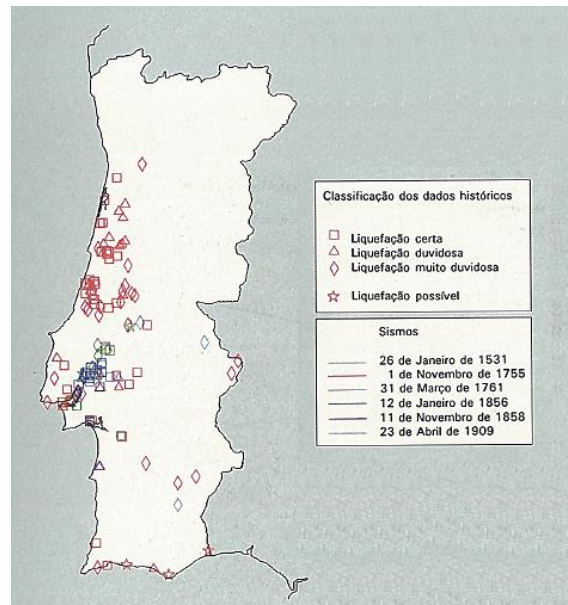


Figura 2.6 – Localização de fenômenos de liquefação associados a sismos históricos (Jorge, 1995)

Com base na informação da liquefação histórica, foi definida uma relação entre a magnitude e a distância máxima do epicentro onde pode ocorrer liquefação. A Figura 2.7 apresenta a negrito a relação magnitude-distância com base nos dados disponíveis em Portugal, conjuntamente com outras relações propostas por autores distintos.

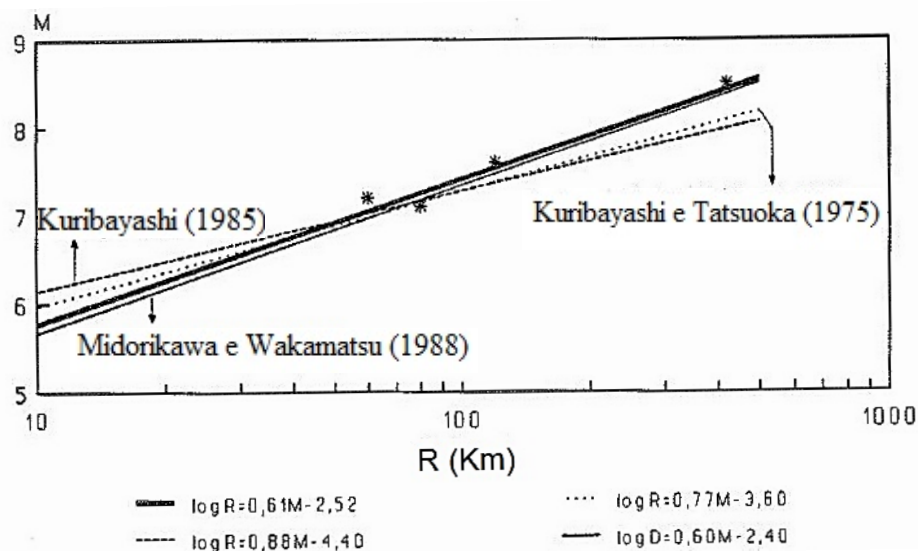


Figura 2.7 – Relação entre a magnitude e o logaritmo da distância máxima de liquefação (Jorge, 1994)

Jorge (1994) procedeu ainda ao zonamento do potencial de liquefação em Portugal Continental. Este definiu em primeiro lugar as zonas de geração sísmicas a que se encontra exposto o território português, e a partir dos dados da sismicidade histórica e instrumental e da relação magnitude-distância máxima estabelecida precedeu ao zonamento do potencial de liquefação pela via probabilística. Dos resultados obtidos é possível traçar por interpolação linhas de igual valor do período de retorno do potencial de liquefação, tomando em conta a classe da magnitude.

A Figura 2.8 apresenta o mapa de período de retorno do potencial de liquefação obtida por Jorge (1994).

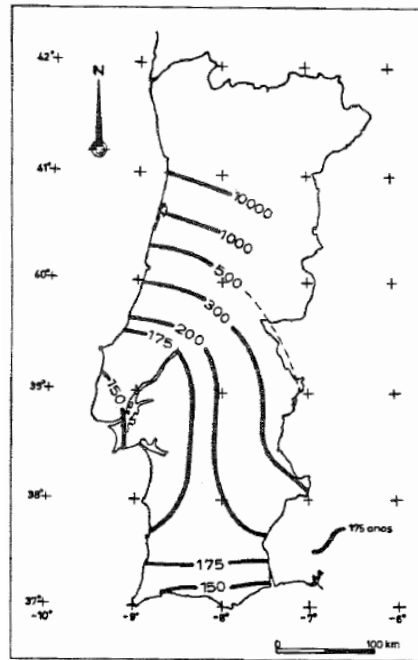


Figura 2.8 – Mapa de período de retorno do potencial de liquefação para Portugal Continental (Jorge, 1994)

## **2.2. SUSCETIBILIDADE DOS SOLOS À LIQUEFAÇÃO**

Nem todos os solos são suscetíveis de se liquefazer, existem alguns fatores que inibem ou favorecem o mecanismo da liquefação, como a compacidade, a permeabilidade e a existência de forças de coesão intergranulares. Estas propriedades dos solos dependem da sua composição e estado de deposição e refletem a sua génese e história geológica (Jorge, 1994).

De seguida serão apresentados alguns critérios de avaliação de suscetibilidade de liquefação.

### **2.2.1. CRITÉRIO HISTÓRICO-GEOLÓGICO**

É grande a diversidade dos processos que afetam um depósito após sedimentação e que, em conjunto, contribuem para a diagénese: consolidação sob o peso de camadas superiores, emersão, erosão, reações químicas, ação de cargas exteriores, etc. (Jorge, 1994)

Estes processos resultam em modificações estruturais relacionadas com rearranjos e reorganizações das partículas, que a longo prazo criam ligações permanentes entre partículas, ocorrendo a cimentação. Estes processos conferem ao solo uma maior estabilidade estrutural e força coesiva intergranular. Assim a



resistência à liquefação é fortemente dependente da idade de um depósito, sendo a suscetibilidade à liquefação maior nos solos mais recentes.

Outro fator a considerar é a história prévia de tensões. Seed e Peacock (1971) e Finn e Vaid (1977) indicam que a resistência à liquefação cresce com a tensão de confinamento, logo, com a profundidade do depósito arenoso. Constatam igualmente que quanto maior o valor de coeficiente de impulso em repouso e a sobreconsolidação do depósito, maior será o nível de tensão necessário para que ocorra liquefação.

A história sísmica de um depósito sedimentar é outro aspeto a considerar. Seed et al. (1975) vieram a confirmar que uma areia previamente sujeita a diversos sismos é mais resistente à liquefação, ou necessita de tensões de corte superiores ou um número maior de ciclos para atingir o estado de liquefação em relação ao material original. No entanto, o fenómeno de reliquefação é existente, podendo acontecer em sismos consecutivos e até durante a mesma crise sísmica nas réplicas mais violentas.

Visto que a liquefação ocorre em solos saturados, e esta é maioritariamente observada em locais onde o nível da água se situa próximo da superfície, pode-se inferir que a suscetibilidade à liquefação do maciço será tanto maior, quanto menor a profundidade do nível freático.

#### 2.2.2. CRITÉRIO DA COMPOSIÇÃO DE MATERIAL

A suscetibilidade da liquefação é influenciada pelas características de composição solo. Estas influenciam o comportamento volumétrico do material, determinante na ocorrência da liquefação. Numa areia, a distribuição granulométrica e a forma das partículas são fatores influentes na ocorrência do fenómeno.

##### 2.2.2.1. Distribuição Granulométrica

Uma areia bem graduada oferece uma maior resistência à liquefação do que uma areia mal graduada com a mesma compacidade relativa, pois permite rearranjos mais imbricados, uma vez que as partículas de menor diâmetro podem ocupar os vazios entre as partículas de maior dimensão. Segundo Terzaghi et al. (1996), estes vazios preenchidos por partículas de menor dimensão, resultam numa menor variação volumétrica em condições drenadas e em menores valores de pressão neutra em condições não drenadas.

Tsuchida (1971) apresentou faixas de distribuição granulométricas limites de solos que desenvolveram ou apresentaram potencial para desenvolver liquefação, baseadas em análises de distribuição granulométrica de solo. A Figura 2.9 e a Figura 2.10 representam a gama de granulometrias suscetíveis à liquefação para solos bem e mal graduados, respetivamente.

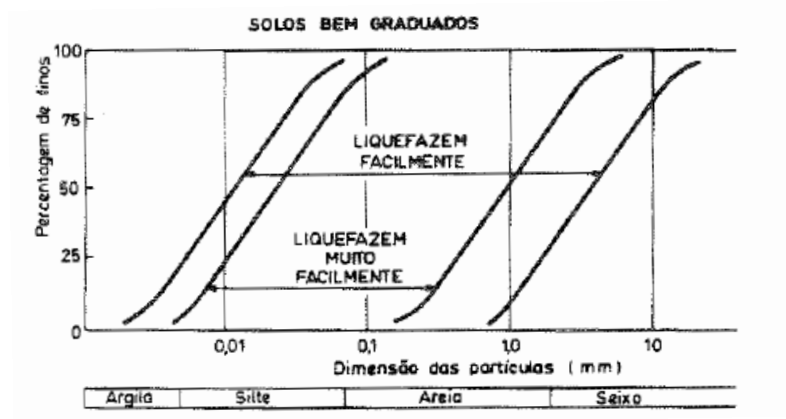


Figura 2.9 – Gama de granulometrias suscetíveis à liquefação para solos bem graduados (Tsushida, 1971)

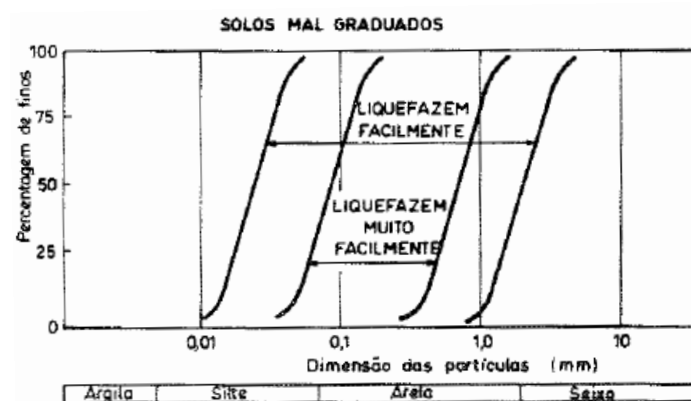


Figura 2.10 - Gama de granulometrias suscetíveis à liquefação para solos mal graduados (Tsushida, 1971)

#### 2.2.2.2. Forma do Material

No que respeita à forma dos grãos, os mais angulosos permitem empacotamentos mais imbricados do que os grãos redondos. Portanto, partículas arredondadas são mais suscetíveis à liquefação do que solos com partículas angulares devido à razão da contração dos solos. Solos com grãos arredondados contraem pelo rearranjo das partículas, enquanto que os solos com grãos angulares contraem pelo esmagamento dos grãos (Kramer, 1996).

#### 2.2.3. CRITÉRIO DE ESTADO

A validação dos critérios supramencionados não garante a ocorrência de liquefação no solo. A suscetibilidade deste fenómeno depende ainda do estado inicial do solo, da densidade relativa e do estado de tensão inicial.

##### 2.2.3.1. Índice de Vazios Crítico

Casagrande (1936) realizou uma série de ensaios triaxiais com controlo de deformação em amostras soltas e compactas. Este observou que, durante o corte, as amostras soltas contraem enquanto que as

compactas, apesar de sofrerem uma pequena contração inicial, rapidamente expandiam de volume. Verificou também que, para grandes deformações, as duas amostras tendem a aproximar-se do mesmo valor de densidade relativa, a que corresponde o índice de vazios crítico. Para além de se aproximarem do mesmo valor de compactidade, estas continuavam a deformar-se com resistência ao corte constante. A esta resistência é chamada de resistência crítica. Estes dois parâmetros de estado crítico encontram-se representados na Figura 2.11.

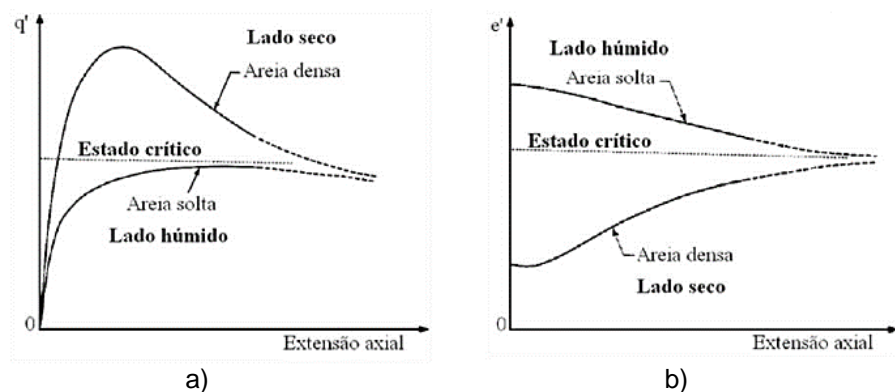


Figura 2.11 - Comportamento típico de duas amostras de areia (uma solta e outra compacta) em ensaios triaxiais (adaptado de Taylor, 1948): a) resistência crítica; b) índice de vazios críticos;

Casagrande (1936) formulou uma relação linear entre o índice de vazios crítico e a tensão de confinamento de um solo, designada de linha dos estados críticos (LEC). Esta separa os solos com comportamento de expansão dos solos com contração de volume e é tomada como critério de suscetibilidade à liquefação, como indica a Figura 2.12.

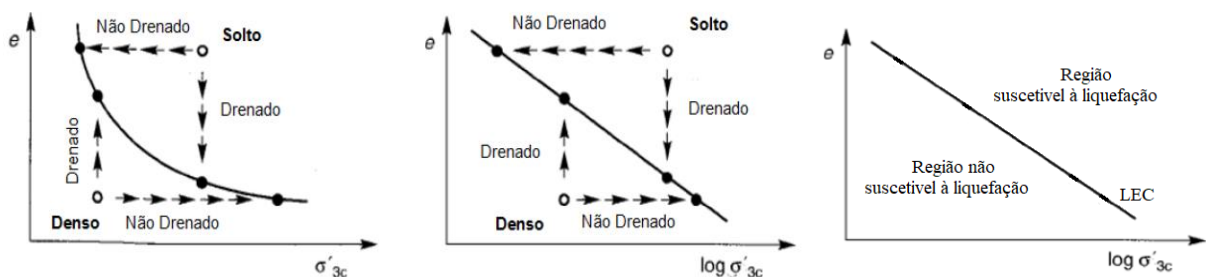


Figura 2.12 – Comportamento de areias soltas e densas sob carregamento monotónico em condições drenadas e não drenadas e definição da linha de estados crítica (adaptado de Casagrande, 1936)

#### 2.2.3.2. Estado de Deformação

Uma série de ensaios triaxiais realizados por Castro (1969) permitiu concluir que o comportamento de deformação dos solos é relacionável com a suscetibilidade à liquefação. Os ensaios foram realizados em areias consolidadas isotropicamente, sob condições não drenadas, sujeitas a carregamentos estáticos e cíclicos, resultando em três curvas de comportamento tipo. Estas encontram-se representadas na Figura 2.13.

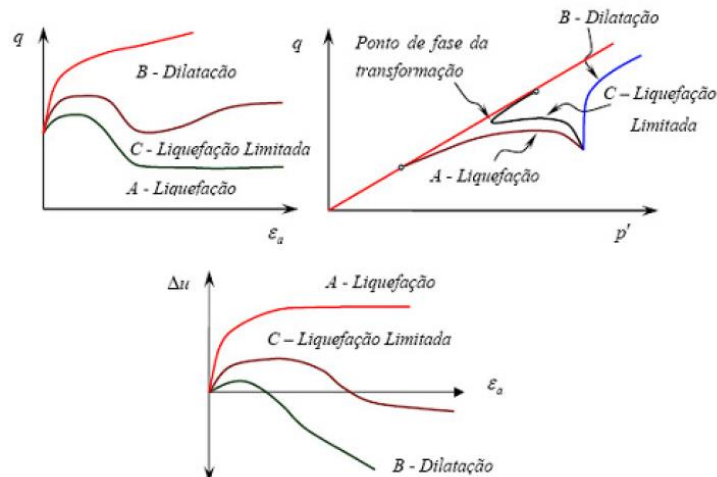


Figura 2.13 – Comportamento dos ensaios triaxiais realizados por Castro (1969) (adaptado de Bedin, 2008)

As curvas A representam um solo solto, que exibe pico de resistência não drenada para baixos níveis de deformação, adquirindo um rápido aumento das pressões neutras e consequente anulação da tensão de desvio, liquefazendo. O solo denso, representado com a letra B, com uma diminuição inicial do volume, sofre uma posterior expansão volumétrica aumentando as tensões efetivas e atingindo valores de elevada resistência de pico. Por ultimo, as curvas C representam um solo com características intermédias de A e B. O seu comportamento inicial assemelha-se às amostras soltas, no entanto, partir de um certo ponto esta tendência inverte-se e o solo passa a experimentar um comportamento expansivo. Ishihara et al. (1975) denomina este ponto como “ponto de transformação de fase”.

### 2.2.3.3. Parâmetro de Estado

Visto que um solo, com uma determinada compacidade, pode ser suscetível à liquefação para tensões de confinamento baixas e não para tensões de confinamento altas, justifica que o comportamento do solo não depende unicamente do seu índice de compacidade, ou da tensão aplicada, mas sim de uma combinação entre estes dois parâmetros (Viana da Fonseca, 2013).

Esta combinação resulta no diferencial entre o valor do índice de vazios inicial e do estado permanente (Figura 2.14), conhecido por parâmetro de estado,  $\Psi$ :

$$\Psi = e_0 - e_{crit} \quad (2.1)$$

- $e_0$  é o índice de vazios no estado inicial;
- $e_{crit}$  é o índice de vazios crítico;

Quando o parâmetro de estado é positivo, o solo exibe um comportamento contractivo e, consequentemente, suscetível à liquefação. Por outro lado, quando este valor é negativo, o solo apresenta um comportamento dilatante, não sendo provável a ocorrência do fenómeno de liquefação monotónica, mas pode apresentar suscetibilidade à liquefação cíclica (Kramer, 1996). Este parâmetro permite relacionar o estado de deformabilidade volumétrica do solo com o seu comportamento em termos de estabilidade.

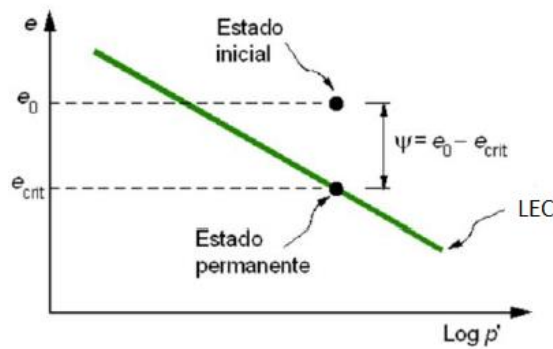


Figura 2.14 – Definição do parâmetro de estado (adaptado de Been e Jefferies, 1985)

### 2.3. POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO

Enquanto que a suscetibilidade à liquefação é uma medida da resistência, inerente ao solo, à liquefação, e pode variar de não suscetível (independentemente da solicitação sísmica) até muito suscetível (a liquefação é despoletada por muito pouca energia sísmica), o potencial de liquefação é a probabilidade, que um determinado local tem, do solo liquefazer, e depende não só da suscetibilidade à liquefação, como também do grau de intensidade sísmica da região (isto é, da oportunidade de liquefação). (E.S.T.F., 1994)

A avaliação da ocorrência do fenómeno da liquefação, constitui uma das principais tarefas de previsão de estabilidade de estruturas, fundadas em maciços terrosos, que possam vir a ser sujeitas a solicitações sísmicas. Esta é normalmente feita com recurso a ensaios de laboratório ou ensaios de campo.

Seed e Idriss (1971) desenvolveram uma metodologia, designada por “Procedimento Simplificado” para avaliar a resistência à liquefação. Esta metodologia, apesar de ter sofrido atualizações e aperfeiçoamentos ao longo do tempo, constitui ainda hoje um padrão na avaliação do potencial de liquefação dos solos não coesivos (Rodrigues et al., 2014).

O “Procedimento Simplificado” baseia-se na avaliação de duas variáveis fundamentais: a razão da ação cíclica e a razão de resistência cíclica. O conhecimento destas duas variáveis permite a determinação do fator de segurança em cada camada do solo em relação à liquefação e o índice potencial da liquefação.

#### 2.3.1. RAZÃO DA AÇÃO CÍCLICA - CSR

A razão da ação cíclica (CSR: *Cyclic Stress Ratio*) avalia a ação sísmica sobre a camada de solo com base na aceleração máximo do terreno. Para uma magnitude padrão de 7.5, o CSR pode ser avaliado de acordo com a proposta de Seed e Idriss (1971), recorrendo à expressão:

$$CSR_{7,5} = 0,65 * \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} * \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} * r_d * \frac{1}{MSF} \quad (2.2)$$

- $a_{m\acute{a}x}$  é a aceleração horizontal máxima superficial do terreno gerado pela ação sísmica;
- $g$  é a aceleração da gravidade;
- $\sigma_{v0}$  é a tensão vertical total à profundidade considerada;
- $\sigma'_{v0}$  é a tensão vertical efetiva à profundidade considerada;

- $r_d$  é o coeficiente de redução de tensões que tem em consideração a flexibilidade da coluna de solo;
- MSF é o fator de escala de magnitude;

O valor do coeficiente de redução de tensões pode ser estimado através da equação (2.3) proposta por Seed e Idriss (1999) ou pelo ábaco da Figura 2.15.

$$\begin{aligned} r_d &= \exp(\alpha + \beta * M) \\ \alpha &= -1,012 - 1,126 * \sin\left(\frac{z}{11,73} + 5,133\right) \\ \beta &= 0,106 + 0,118 * \sin\left(\frac{z}{11,28} + 5,142\right) \end{aligned} \quad (2.3)$$

- M é a magnitude do momento;
- z é a profundidade;

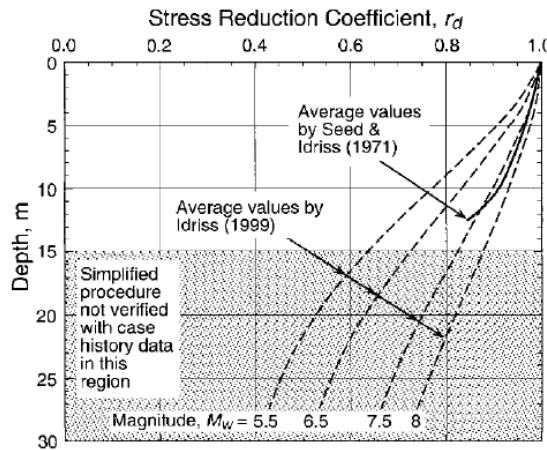


Figura 2.15 – Coeficiente de Redução de Tensões (Andrus & Stokoe, 2000)

Seguindo a metodologia de Idriss (1999), o fator de escala de magnitude é dado pela seguinte equação:

$$MSF = 6,9 * \exp\left(-\frac{M}{4}\right) - 0,058 \leq 1,8 \quad (2.4)$$

As expressões supracitadas exprimem o nível de carregamento cíclico aplicado ao solo pela ação sísmica em campo. No entanto, esta metodologia pode ser transformada e aplicada em laboratório. Os sismos provocam tensões de corte em diferentes direções e segundo Pyke et al. (1975), as ações sísmicas multidirecionais provocam um aumento de pressões neutras mais rápido do que as ações sísmicas unidirecionais. Consequentemente, Seed (1975) sugere que o valor da razão de ação sísmica necessário para produzir liquefação em campo é aproximadamente 10% menor que a necessária em carregamentos cíclicos unidirecionais, como são os carregamentos em ensaios triaxiais:

$$CSR = 0,9 * c_r * CSR_{TX} \quad (2.5)$$

- $CSR_{TX}$  é a razão da ação cíclica para ensaios triaxiais;
- $c_r$  é o fator corretivo que depende do coeficiente de impulso em repouso;

As diferentes expressões que permitem definir o fator corretivo  $c_r$  constam na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Valores do fator corretivo  $c_r$

Referência	Equação	c <sub>r</sub> para:	
		K <sub>0</sub> =0,5	K <sub>0</sub> =1
Finn et al., 1971	$c_r = \frac{1 + K_0}{2}$	0,75	1,00
Seed e Peacock, 1971	$c_r = \frac{1 + 2K_0}{3}$	0,67	1,00
Castro, 1975	$c_r = \frac{2(1 + 2K_0)}{3\sqrt{3}}$	0,77	1,15

Nos ensaios triaxiais cíclicos, a razão de ação cíclica ( $CSR_{TX}$ ) é dada pela seguinte expressão:

$$CSR_{TX} = \frac{\tau_d}{2\sigma'_m} = \frac{\sigma_d}{2\sigma'_m} \quad (2.6)$$

- $\tau_d$  é a tensão de corte cíclica máxima;
- $\sigma_d$  é a tensão de desvio cíclica;
- $\sigma'_m$  é a tensão efetiva média de confinamento;

A tensão de desvio cíclica é dada pela equação (2.7).

$$\sigma_d = \frac{\Delta F}{A} \quad (2.7)$$

- $\Delta F$  é a amplitude da carga aplicada à amostra em carregamento cíclico;
- $A$  é a área da amostra;

### 2.3.2. RAZÃO DA RESISTÊNCIA CÍCLICA - CRR

A resistência à liquefação do solo (CRR: *Cyclic Resistance Ratio*) pode ser determinada em ensaios de laboratório sobre amostras indeformadas ou através da execução de ensaios *in situ*, tais como SPT, CPTu, DMT, PMT, medição da velocidade das ondas de corte, etc.

O uso da velocidade de propagação das ondas S como índice de resistência à liquefação deve-se ao facto de estas serem influenciados pelos mesmos fatores, nomeadamente, índice de vazios, estado de tensão, historial de tensões e idade geológica (Andus e Stokoe, 2000). A medição da velocidade de propagação

da onda S tem-se revelado uma promissora alternativa ou complemento dos métodos baseados nos ensaios de penetração.

Andrus e Stoke (1997) desenvolveram uma metodologia para avaliação da resistência à liquefação que se baseia nos valores da velocidade normalizada de propagação das ondas de corte:

$$CRR = \left\{ a * \left( \frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left( \frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} \right) \right\} * MSF \quad (2.8)$$

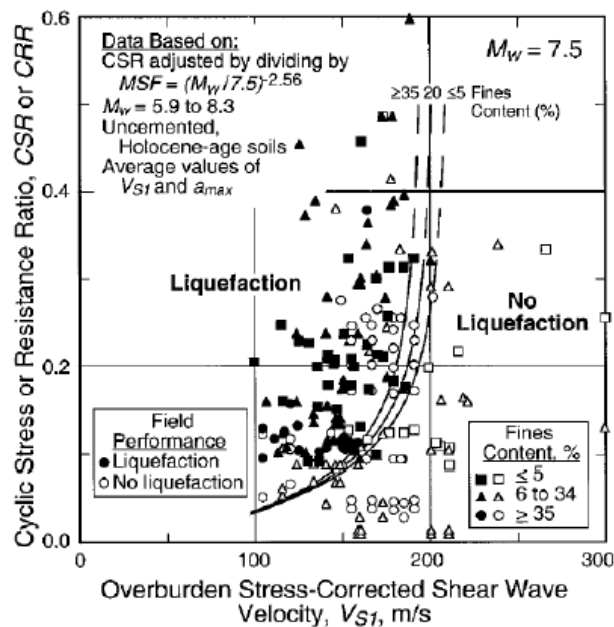
- a e b: Parâmetros de ajuste da curva;
- $V_{s1}$ : Velocidade da onda S normalizada;
- $V_{s1}^*$ : Limite superior de  $V_{s1}$  para que ocorra liquefação.

A normalização da velocidade de onda de corte é feita ao nível das tensões efetivas *in situ*, à semelhança dos valores normalizados nos ensaios *in situ* referidos e pode fazer-se segundo Robertson et al. (1992) através da seguinte expressão:

$$V_{s1} = V_s * C_v = V_s * \left( \frac{P_a}{\sigma'_0} \right)^{0,25} \quad (2.9)$$

- $V_s$ : Velocidade de propagação da onda S registada;
- $C_v$ : Fator de correção da velocidade de propagação da onda S, tendo em conta o estado de tensão;
- $P_a$ : Pressão atmosférica;
- $\sigma'_0$ : Tensão efetiva inicial.

A Figura 2.16 apresenta a relação entre  $V_{s1}$  e CRR ou CSR, para sismos de magnitude 7.5 em terrenos do Holocénico com diferentes percentagens de finos proposta por Andrus e Stoke (2000).





### 2.3.3. AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À LIQUEFAÇÃO

A segurança em relação à liquefação pode ser expressa pela determinação do fator de segurança ( $F_L$ ), que em cada camada do solo em estudo, é dado por:

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \quad (2.10)$$

O índice potencial de liquefação (LPI) estima o potencial de liquefação capaz de causar danos nas fundações de um determinado local (Iwasaki et al., 1978) e é definido por:

$$LPI = \int_0^{20m} F * w(z) dz \quad (2.11)$$

$$\begin{cases} F = 1 - F_L & \text{se } F_L \leq 1 \\ F = 0 & \text{se } F_L > 1 \end{cases}$$

$$w(z) = 10 - 0,5z$$

Enquanto o “Procedimento Simplificado” originalmente desenvolvido por Seed e Idriss (1971) permite efetuar uma avaliação do que poderá acontecer a cada elemento de solo quando sujeito a uma solicitação sísmica, o índice potencial de liquefação permite efetuar uma avaliação acerca do desempenho de toda a coluna de solo e as consequências que a liquefação poderá causar na superfície do solo.

## 2.4. MEDIDAS DE MITIGAÇÃO DA LIQUEFAÇÃO

Shiraishi (2006) faz uma breve referência às principais medidas de mitigação da liquefação sísmica, identificando-as segundo o seu objeto de aplicação, nomeadamente por:

- métodos de melhoramento do solo que impeçam a ocorrência do fenómeno da liquefação, mesmo que o local seja afetado por um sismo de magnitude considerável;
- medidas de renovação ou reforço das estruturas já existentes e das infraestruturas subterrâneas de forma a garantir o seu funcionamento e segurança aquando da ocorrência da liquefação.

O melhoramento de um solo é exequível pela aplicação de uma das metodologias seguintes: aumento da densidade relativa do solo por compactação do mesmo; cimentação do solo por injeção de agentes químicos; substituição do solo por outro de melhores características ou ainda a diminuição do grau de saturação do maciço. Não foi do interesse prático deste trabalho a apresentação das medidas de reforço estrutural.

O primeiro método de melhoramento do solo recorre a martelos pneumáticos e vibradores para compactar o solo e consequentemente aumentar a sua densidade relativa. Este método para além de dispendioso, é de difícil aplicação em áreas urbanizadas, devido ao equipamento pesado e à grande área de intervenção a que está associado. A compactação é normalmente aplicada como medida preventiva da estabilização dos solos, ou seja, previamente à construção. No entanto os maiores custos estão associados ao segundo e terceiro método. A cimentação requer a utilização de grandes quantidades de químicos onerosos e a substituição do solo implica os custos associados ao próprio solo de qualidade e aos processos de remoção e colocação dos materiais.

É de realçar que as medidas de mitigação da liquefação são particularmente caras, principalmente aqueles que permitem a sua aplicação em áreas urbanizadas. Os casos mencionados justificam o

desenvolvimento de técnicas de mitigação da liquefação acessíveis, económicas e de aplicação a estruturas já existentes. A diminuição do grau de saturação do maciço, ou simplesmente dessaturação é uma dessas técnicas. Esta será seguidamente elucidada.

## 2.5. DESSATURACÃO

### 2.5.1. INTRODUÇÃO

Os SCP's (*Sand Compaction Piles*) são uma técnica de melhoramento do solo, que ao instalar colunas de areia compactadas no solo de fundação, aumentam a sua densidade. Este método é extremamente usado no Japão como medida de melhoramento da resistência à liquefação em depósitos de areia solta desde 1970 (Okamura et al., 2003). Por norma, os solos situados abaixo do nível freático encontram-se completamente saturados ou então com um grau de saturação muito próximo do máximo. No entanto, Tokimatsu et al. (1990) averiguaram que as velocidades das ondas P, para um solo que havia sido melhorado por SCP, eram inesperadamente baixas, indicando que o solo havia sido dessaturado. Apesar de os SCP não reduzirem o grau de saturação intencionalmente, o tubo de revestimento, ao penetrar e injetar a camada de areia por meio de ar comprimido, liberta uma grande quantidade de ar, que será aplicado ao solo de fundação. Visto que o grau de saturação afeta significativamente a resistência de liquefação de um solo, foi levada a cabo uma série de investigações sobre o estado de dessaturação de um solo melhorado por SCP.

Okamura et al. (2002) determinou o grau de saturação de várias amostras indeformadas de alta qualidade recolhidas em 3 locais diferentes, cujos solos de fundação haviam sido melhorados por colunas compactas de areia no mês anterior. Estes constataram que o grau de saturação era inferior a 91% nas camadas arenosas. No entanto, existia uma certa apreensão sobre a estabilidade das bolhas de ar que eram emitidas, ou seja, se estas eram preservadas tempo suficiente nos vazios do solo, sem se dissolverem na água e eventualmente desaparecerem. Assim, Okamura et al. (2005) procedeu ao estudo de solos de fundação de outros 3 locais que haviam sido melhorados por SCP há 4, 8 e 26 anos atrás. Os resultados revelaram que o efeito da dessaturação ainda era detetável em todas as amostras estudadas, mas que o grau de saturação era ligeiramente maior quando comparado com solos recentemente melhorados.

Comprovada a longevidade das partículas de ar presente no solo, que permitem a manutenção do grau de saturação baixo o suficiente, a dessaturação é tomada como uma medida válida e rentável de melhoria de solos de fundação para mitigação de liquefação.

### 2.5.2. EFEITO DA DESSATURACÃO COMO MEDIDA DE MITIGAÇÃO DA LIQUEFAÇÃO

Os efeitos do grau de saturação na liquefação de areias têm vindo a ser estudados maioritariamente através de ensaios laboratoriais, havendo também algumas aplicações em campo. A Figura 2.17 sumariza alguns resultados obtidos por diversos autores que relacionam o grau de saturação e a resistência à liquefação. Esta resistência à liquefação das areias não saturadas é normalizada em relação à das areias totalmente saturadas (Okamura e Soga, 2006), da seguinte forma:

$$LRR = \frac{R_U}{R_S} \quad (2.12)$$

- LRR: Resistência à liquefação (Liquefaction Resistance Ratio);

- $R_U$ : Resistência à liquefação do solo não saturado;
- $R_S$ : Resistência à liquefação do solo saturado;

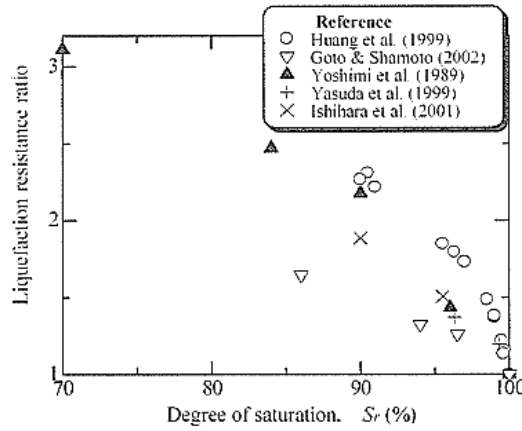


Figura 2.17 – Relação entre o grau de saturação e a resistência à liquefação (Okamura e Soga, 2006)

Os resultados obtidos permitem afirmar que a resistência à liquefação é crescente com a diminuição do grau de saturação, no entanto a discrepância entre os valores da resistência indicava que o grau de saturação não seria o único fator que controlaria a resistência à liquefação nas areias parcialmente saturadas.

A capacidade resistente de um solo à liquefação é amplificada pela existência de ar nos poros devido à ocorrência de dois mecanismos (Okamura e Soga, 2006):

- O ar presente nos poros do solo, irá absorver os excessos de pressões neutras que são gerados durante o carregamento e responsáveis pela anulação da tensão efetiva, reduzindo o seu volume. O módulo volumétrico do fluido presente nos poros (que é a mistura ar-água) difere substancialmente na presença de bolhas de ar;
- A sucção matricial presente dos solos não saturados provoca o aumento da tensão efetiva e logo, a resistência do solo.

O segundo mecanismo será desenvolvido num capítulo futuro. Quanto ao primeiro mecanismo, Okamura e Soga (2006), concluem que a extensão volumétrica possível de ocorrer durante a compressão do fluido presente nos poros toma um papel dominante na quantificação da resistência à liquefação. A equação (2.13) proposta pelos autores supramencionados permite o cálculo da extensão volumétrica da massa total do solo, tendo em conta a extensão volumétrica possível do fluido e assumindo que as partículas sólidas são incompressíveis:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta p}{p_0 + \Delta p} (1 - S_r) \frac{e}{1 + e} \leq \frac{\sigma'_c}{p_0 + \sigma'_c} (1 - S_r) \frac{e}{1 + e} = \varepsilon_v^* \quad (2.13)$$

- $\varepsilon_v$ : Extensão volumétrica do solo;
- $\Delta p$ : Variação da pressão neutra;
- $p_0$ : Pressão inicial do fluido;
- $S_r$ : Grau de saturação;
- $e$ : Índice de vazios;

- $\sigma'_c$ : Tensão efetiva de confinamento;
- $\varepsilon_v^*$ : Extensão volumétrica máxima (*Potencial volumetric strain*).

Okamura e Soga (2006) relacionam ainda o parâmetro da extensão volumétrica potencial e a razão da resistência à liquefação, através da curva presente na Figura 2.18

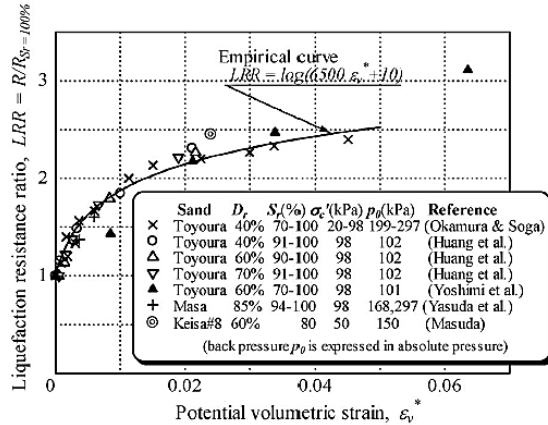


Figura 2.18 - Relação entre a extensão volumétrica potencial e a razão da resistência à liquefação (Okamura e Soga, 2006)

Definidos os parâmetros que influenciam o comportamento da não saturação dos solos, procede-se o estudo das diferentes medidas de dessaturação que podem ser aplicadas na vida real, que são nomeadamente, o rebaixamento do nível freático e a injeção de ar.

### 2.5.3. REBAIXAMENTO DO NÍVEL FREÁTICO

O rebaixamento do nível freático permite baixar os níveis de saturação das camadas superiores dos maciços ou até mesmo de zonas concentradas se estas forem propriamente confinadas. O rebaixamento é executado com recurso à escavação de poços profundos pelos quais é bombeada e extraída água (Figura 2.19). No entanto este método é dificilmente aplicado em áreas urbanas, visto que consolida as camadas recentes do maciço e introduz a sua subsidência.

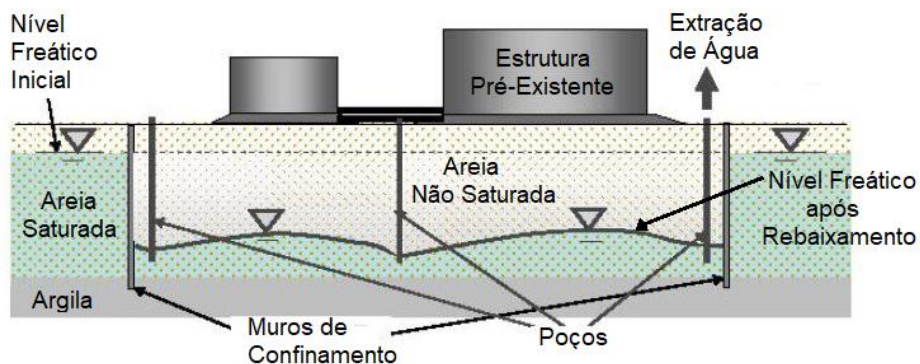


Figura 2.19 – Esquema de rebaixamento do nível freático como medida de dessaturação (adaptado de Takemura et al., 2009)

Takemura et al. (2009) procedeu ao estudo da dessaturação por rebaixamento do nível freático em laboratório através do modelo da centrífuga. As amostras, inicialmente saturadas, eram posteriormente drenadas pelo fundo do recipiente. Para este caso de estudo, foram conseguidos níveis de saturação da ordem dos 93% e os seus resultados são apresentados na Figura 2.20.

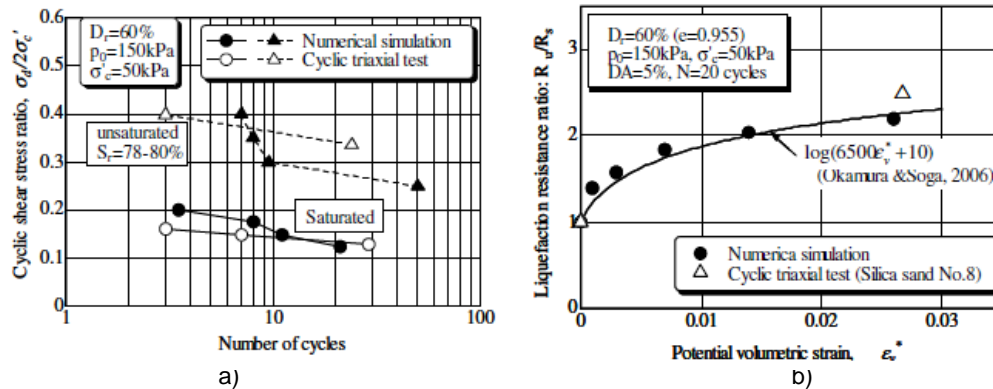


Figura 2.20 –Resultados obtidos pelo modelo da centrífuga (Takemura et al., 2009): a) Relação entre o CSR e o número de ciclos; b) Relação entre a extensão volumétrica potencial e a razão da resistência à liquefação

#### 2.5.4. INJEÇÃO DE AR

O presente método consiste na inserção de um tubo nas camadas suscetíveis à liquefação pelo qual será introduzido ar comprimido (Figura 2.21). A presença das bolhas e a sua longevidade já foram anteriormente esclarecidas. No entanto, os efeitos desta técnica são apenas verificados em pequenas áreas circundantes ao ponto de injeção.

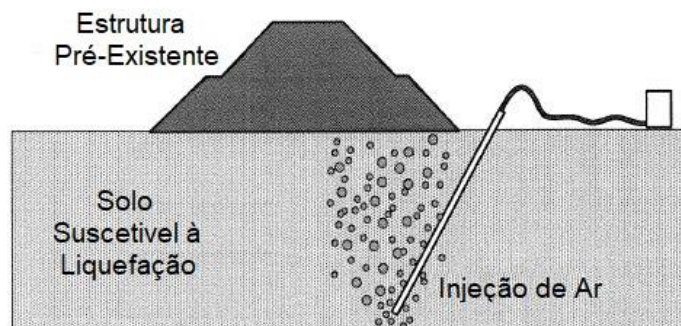


Figura 2.21 - Esquema de injeção do ar como medida de dessaturação (adaptado de Okamura e Teraoka, 2005)

Okamura e Teraoka (2005) procederam ao estudo da dessaturação por injeção de ar em laboratório através das mesas vibratórias. Às amostras inicialmente saturadas, foram injetadas bolhas de ar em determinadas localizações para que o ar fosse uniformemente distribuído por todo o modelo. Para este caso de estudo, foram ensaiadas amostras com níveis de saturação de 98% e 99%. Os resultados confirmam que a injeção de ar traduz um efeito significativo na liquefação do solo, no entanto mostrando-se menos efetiva para camadas superficiais (profundidades até 2 m). Foi também observado que os assentamentos do modelo não saturado são substancialmente baixos.

Visto os ensaios laboratoriais sugerirem fortemente que a dessaturação dos solos pode ser uma maneira eficaz e barata de aumentar a resistência do solo em relação à liquefação, a sua aplicabilidade em campo tem vindo a ser estudada através de ensaios *in situ*.

O trabalho realizado por Okamura et al. (2011), visa avaliar a eficácia da injeção de ar *in situ* como medida de dessaturação do solo e a validade das técnicas de observação e de monitorização da zona não saturada. As observações revelaram que a taxa de fluxo de ar aumenta linearmente com o aumento da pressão de injeção de ar e que a zona dessaturada gerada se manifesta até 4 m do ponto de injeção. Foram obtidos graus de saturação até 98%. A curva de resistência à liquefação para amostras saturadas e não saturadas é apresentada na Figura 2.22.

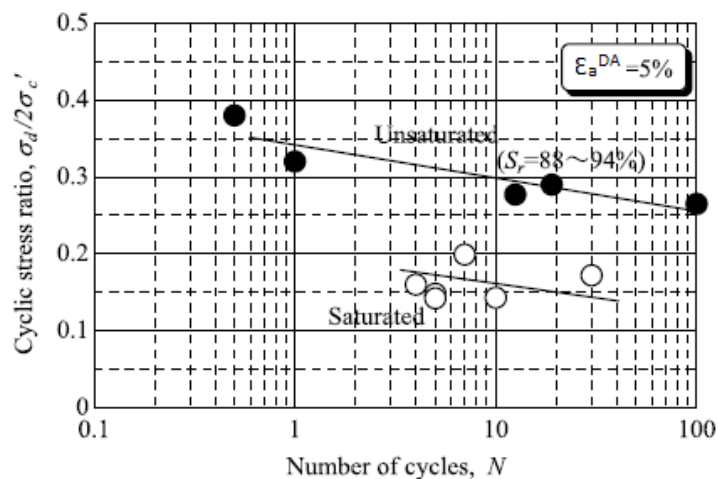


Figura 2.22 - Relação entre o CSR e o número de ciclos (Okamura et al., 2011)

## 2.6. INTRODUÇÃO À MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS

### 2.6.1. INTRODUÇÃO À SUCÇÃO

No sentido de perceber melhor o efeito da dessaturação para medida de mitigação de liquefação, é importante rever alguns conceitos da mecânica dos solos não saturados.

A capilaridade é um exemplo de mecanismo de tensão superficial nos líquidos. Esta permite o deslocamento de fluídos através dos canalículos formados pelos poros do solo e justifica a existência de água acima do nível freático nos maciços terrosos. Nesta franja capilar, existem dois fluidos que ocupam os poros, a água e o ar, descrevendo um solo não saturado.

Recordando que o nível freático é o plano no qual a pressão da água é igual à pressão atmosférica, acima deste, a água encontra-se a pressão negativa, isto é, inferior à pressão atmosférica. Esta pressão, em módulo, é designada por sucção.

A Figura 2.23 apresenta o comportamento de uma amostra de solo não saturado sujeito a um carregamento exterior. Pode observar-se que no contacto entre duas partículas existe uma força, com componentes normal e tangencial ( $N_\sigma$  e  $T_\sigma$ ), associada ao carregamento exterior. A esta força junta-se uma outra ( $N_w$ ), puramente normal e independente do carregamento exterior, associada à sucção (Matos Fernandes, 2017).

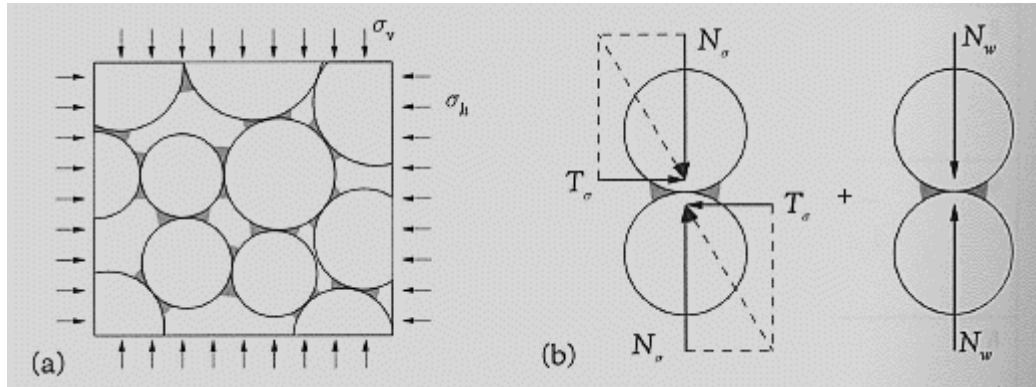


Figura 2.23 – Forças interpartículas num solos não saturado: a) carregamento de uma amostra de solos não saturado; b) análise das forças num contacto entre partículas (Matos Fernandes, 2017)

O estado de tensão de um solo não saturado deixa de ser caracterizado pela sua tensão efetiva e passa a ser definido por duas variáveis independentes propostas por Fredlund & Morgenstern (1977):

- a tensão normal útil ou líquida:  $\sigma - u_a$ ;
- a sucção capilar ou matricial:  $u_a - u_w$ .

sendo  $u_a$  e  $u_w$  as pressões do ar e da água, respetivamente.

A Figura 2.24 resume as variáveis que controlam o comportamento do solo na parte do maciço saturado e na parte não saturada. Por simplificação, admite-se que  $u_a = p_a$ , e como em termos relativos a pressão atmosférica é considerada nula, resulta que  $u_a = 0$ . As variáveis do estado de tensão para solos não saturados passam a ser, respetivamente, a tensão total e a sucção.

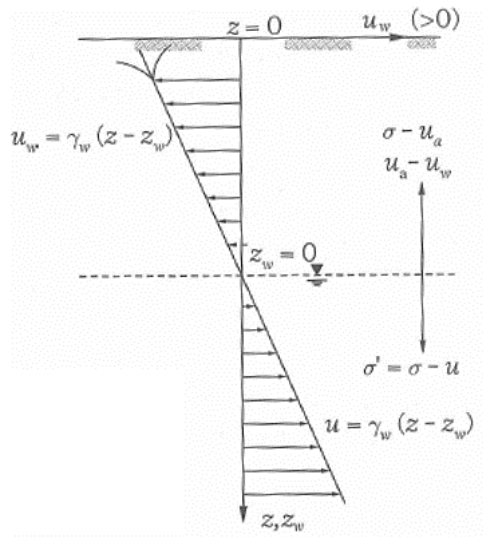


Figura 2.24 - Variáveis do estado de tensão para solos não saturados (Matos Fernandes, 2017)

Sendo assim, a sucção caracteriza a força com que o solo retém a água e cresce com a redução do grau de saturação. Ao reduzir o volume de água entre partículas a pressão negativa da água cresce em valor absoluto, resultando em elevadas forças normais nos contactos.

Este fenómeno explica o crescimento da resistência ao corte quando o seu teor de água é progressivamente reduzido e a chamada coesão aparente das areias (sustentação em face vertical sem qualquer tensão de confinamento).

#### 2.6.2. MÉTODOS E TÉCNICAS DE MEDIÇÃO DA SUCÇÃO

A sucção, representada por  $\Psi$ , possui um grande campo de variação podendo ser expressa em unidades de pressão (kPa). Atualmente existem inúmeros métodos e técnicas de medição direta e indireta da sucção. Seguidamente serão enumerados alguns dos ensaios mais comuns de medição da sucção em laboratório.

Por dessorção podemos recorrer: às placas de sucção, adequadas para pressões até aos 30 kPa; às placas pressão, apropriadas para níveis de sucção até 1500 kPa; à centrifugadora, capaz de abranger tensões de 120 kPa e ao psicómetro, de 500 kPa a 100 MPa.

A medição da sucção pode ainda ser medida através da absorção da água sendo o mais comum o método dos papeis de filtros, que abrange uma gama de tensões de 30 kPa aos 30 MPa.

#### 2.6.3. CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA

O diagrama que relaciona o teor de água com o valor de sucção instalado é designado por curva de retenção de água do solo.

A curva de retenção constitui a base de qualquer análise geotécnica do comportamento não saturado de um material. Traduz a relação entre a quantidade de água presente no material e a sucção. O comportamento de retenção de água fornecido pela curva de retenção é fundamental para a compreensão dos fenómenos relacionados como a percolação, a resistência e a compressibilidade dos solos não saturados na engenharia geotécnica (Marinho, 2005).

A Figura 2.25 mostra o aspeto típico de uma curva de retenção, onde constam as variáveis que serão seguidamente expostas.

Apesar de na engenharia geotécnica ser comum o uso de teor em água,  $w$ , designado como gravimétrico, as curvas de retenção são normalmente apresentadas recorrendo ao teor em água volumétrico,  $\theta_w$ , definido por:

$$\theta_w = \frac{V_w}{V} = \frac{S * w * G_s}{S + w * G_s} \quad (2.14)$$

em que  $V_w$  é o volume de água,  $V$  o volume total,  $S$  o grau de saturação,  $w$  o teor em água e  $G_s$  a densidade das partículas sólidas. Esta variável é mais frequentemente usada pois, a partir dela, é possível definir o teor em água normalizado  $\Theta$ :

$$\Theta = \frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (2.15)$$

onde  $\theta_r$  representa o teor em água volumétrico residual e  $\theta_s$  o teor em água volumétrico para a condição de solo saturado.



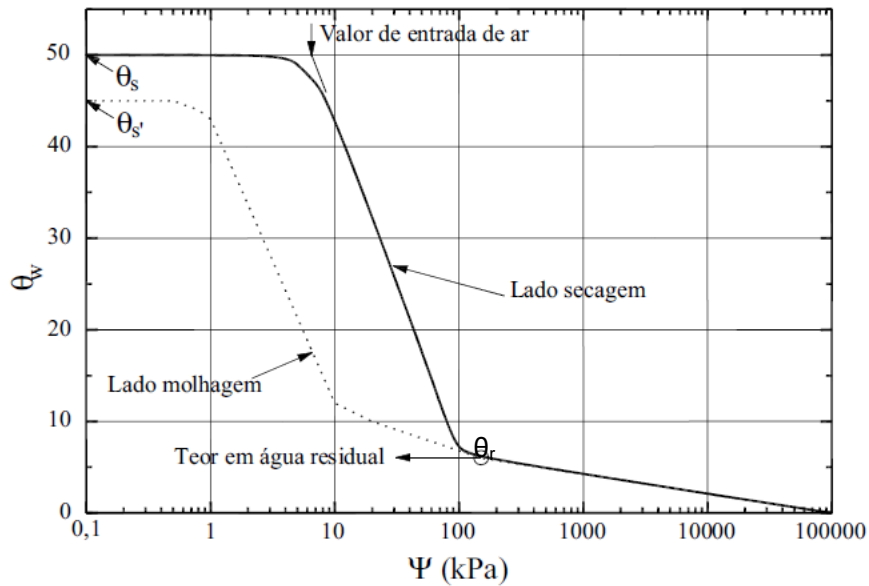


Figura 2.25 – Curva de retenção típica de um solo com fração fina (Fredlund & Xing, 1994)

A curva de retenção da água pode ainda ser representada em função do grau de saturação, avaliado pela seguinte relação conhecida da Mecânica dos Solos:

$$S * e = G_s * w \quad (2.16)$$

É retirado pela observação da curva típica, que cada solo possui não uma, mas duas curvas de retenção, exibindo uma histerese. Estas correspondem a trajetórias de secagem e de molhagem, resultantes do seu modo de determinação experimental, quer seja realizada por redução progressiva do teor em água volumétrico a partir da saturação ou pelo seu aumento progressivo a partir do teor em água residual.

A curva de retenção é característica de cada solo, dependendo antes de mais das suas propriedades físicas básicas (granulometria e os limites de Atterberg) mas também de outros aspetos como ciclos prévios de secagem-molhagem e a história de tensões do solo. A Figura 2.26 mostra a posição relativa de três curvas de retenção referentes a solos argilosos, siltosos e arenosos.

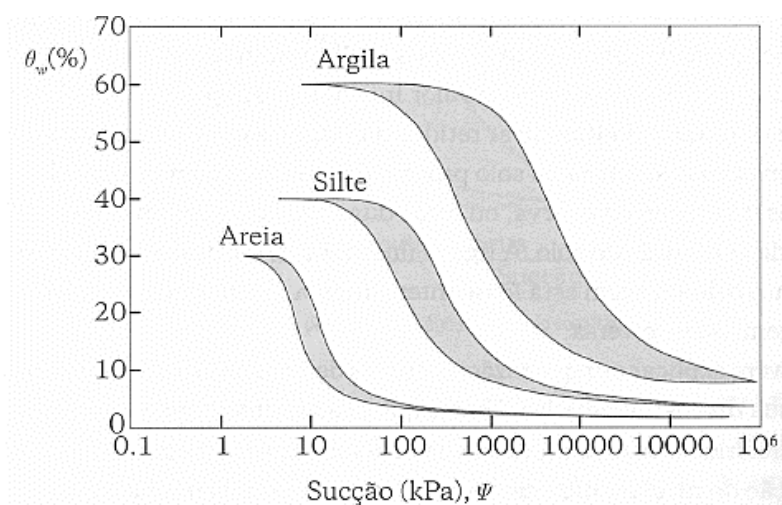


Figura 2.26 – Curvas de retenção para diversos tipos de solos (Matos Fernandes, 2017)

#### 2.6.4. EQUAÇÕES DE PREVISÃO DA CURVA DE RETENÇÃO

Existe inúmera bibliografia que versa sobre a metodologia empírica de previsão da curva de retenção, revelando a elevada importância da sua construção e adequado ajuste.

Seguidamente serão apresentadas 6 equações de ajuste da curva de retenção do solo que têm recebido uma maior aceitação e utilização no meio científico. Estas equações dependem de um número de variáveis a ajustar.

Williams et al. (1983) propõem uma equação a 2 variáveis com a seguinte configuração:

$$\ln \psi = a + b * \ln \theta_w \quad (2.17)$$

em que  $a$  e  $b$  são os parâmetros de ajuste.

Quanto às equações a 3 variáveis, apresentam-se as propostas de Gardner (1958) e Brooks & Corey (1964), respetivamente:

$$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{a + \left(\frac{\psi}{a}\right)^b} \quad (2.18)$$

$$\theta_w = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) * \left(\frac{a}{\psi}\right)^b \quad (2.19)$$

em que os parâmetros de ajuste são  $a$ ,  $b$  e  $\theta_r$ . Estas duas equações têm o inconveniente de serem limitadas para valores de sucção superiores ao valor de entrada de ar, isto porque, ao assumirem uma equação de segundo grau não conseguem modelar um ponto secundário de inflexão da curva. Para valores de sucção inferiores ao do valor de entrada de ar, o teor em água volumétrico assume o mesmo valor que o teor em água volumétrico para a condição de saturação.

Fredlund & Xing (1994) apresentam a seguinte expressão a 3 variáveis:

$$\theta_w = \frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left[ e + \left( \frac{\psi}{a} \right)^b \right] \right\}^c} \quad (2.20)$$

em que  $a$ ,  $b$  e  $c$  são as variáveis a ajustar.

Por último, são apresentadas duas propostas a 4 variáveis compostas por Van Genuchten (1980) e Fredlund & Xing (1994), na devida ordem. Estas, com maior capacidade de ajuste, exprimem um comportamento mais adequado da curva para sucções até à entrada de ar do material e para sucções superiores ao teor em água volumétrico residual.

$$\theta_w = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{(1 + a * \psi^b)^c} \quad (2.21)$$

$$\theta_w = \frac{\theta_s - \theta_r}{\left\{ \ln \left[ e + \left( \frac{\psi}{a} \right)^b \right] \right\}^c} \quad (2.22)$$

Variando os parâmetros de ajuste é possível obter uma equação que traduza a curva de retenção obtida experimentalmente, e que seja, por isso, representativa do comportamento do solo em estudo.

## 2.7. AVALIAÇÃO DO GRAU DE SATURAÇÃO

O grau de saturação é obtido através da sua relação com o índice de vazios, o teor em água e a densidade das partículas sólidas dada pela expressão (2.16). Outros métodos de medição da saturação envolvem parâmetros altamente sensíveis à variação da saturação, como o parâmetro B de Skempton e a velocidade de propagação das ondas sísmicas de compressão.

### 2.7.1. PARÂMETRO DE SKEMPTON

O parâmetro de pressão neutra B, introduzida por Skempton (1954) representa uma razão entre tensões incrementais, nomeadamente a razão entre o excesso de pressão neutra ( $\Delta u$ ) e o incremento de tensão total ( $\Delta \sigma_3$ ) responsável pela geração do primeiro (Figura 2.27).

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (2.23)$$

Figura 2.27 - Tensões incrementais num carregamento isotrópico (Matos Fernandes, 2012)

O parâmetro B pode ainda ser expresso através dos módulos volumétricos dos constituintes do solo:

$$B = \frac{1}{1 + n \frac{K_b}{K_f}} \quad (2.24)$$

- n: Porosidade;
- $K_f$ : Módulo volumétrico do fluído dos poros;
- $K_b$ : Módulo volumétrico das partículas sólidas;

$$K_b = \frac{2G(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)} \quad (2.25)$$

- $\nu$ : Coeficiente de Poisson;
- G: Módulo de distorção;

O módulo volumétrico do fluido presente nos poros (que é a mistura ar-água) difere substancialmente na presença de bolhas de ar, logo é dependente do grau de saturação. Yang e Sato (2001) reformularam a equação anterior de forma a poder correlacionar o parâmetro B com o grau de saturação:

$$B = \frac{1}{1 + n \frac{K_b}{K_w} + n \frac{K_b}{\rho_a} (1 - S)} \quad (2.26)$$

- $K_w$ : Módulo volumétrico da água presente nos poros;
- $\rho_a$ : Pressão absoluta do fluido;

A evolução do parâmetro B em relação ao grau de saturação encontra-se representado na Figura 2.28, evidenciando que é possível ter elevados níveis de saturação (entre 98 e 99%) com valores de B ainda bastante baixos (0.1 a 0.2). No entanto, é preciso ter em conta que esta curva pode variar em função do nível de porosidade do solo, entre outros fatores característicos de cada solo.

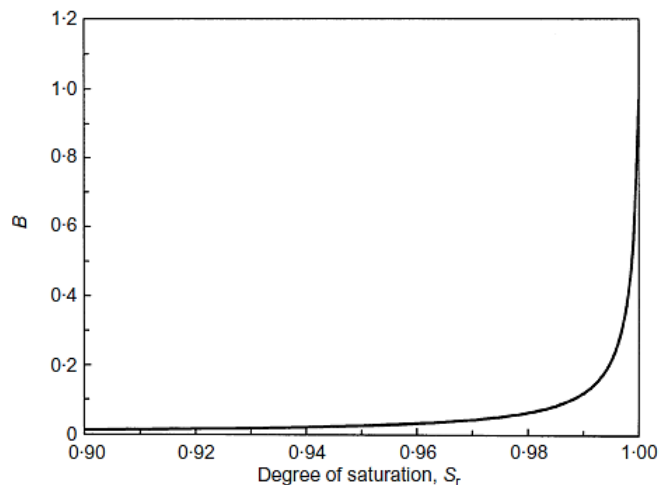


Figura 2.28 – Relação do parâmetro B com o grau de saturação (Yang, 2002)

### 2.7.2. VELOCIDADE DA ONDA P

A velocidade de propagação das ondas sísmicas P, apresentada em detalhe no capítulo seguinte, varia como seria de esperar conforme o meio onde se está a propagar. Em particular, esta é fortemente afetada pela água existente nos poros interparticulares, pelo que, quanto mais saturado o solo estiver, maior é a aproximação da velocidade das ondas P à velocidade do som na água.

Yang e Sato (2000), propõe a equação (2.27) para o cálculo da velocidade das onda P, para um solo parcialmente saturado, assumindo a incompressibilidade das partículas sólidas e a compressibilidade do fluido.

$$V_P = \left( \frac{K_b + \frac{4G}{3} + \frac{K_f}{n}}{\rho} \right)^{1/2} \quad (2.27)$$

- G: Módulo de rigidez;
- $\rho$ : Densidade total do solo:

$$\rho = (1 - n)\rho_s + n\rho_f \quad (2.28)$$

- $\rho_s$ : Densidade das partículas sólidas do solo
- $\rho_f$ : Densidade do fluido (água + ar)

A evolução da velocidade da onda P em relação ao grau de saturação encontra-se representado na Figura 2.29.

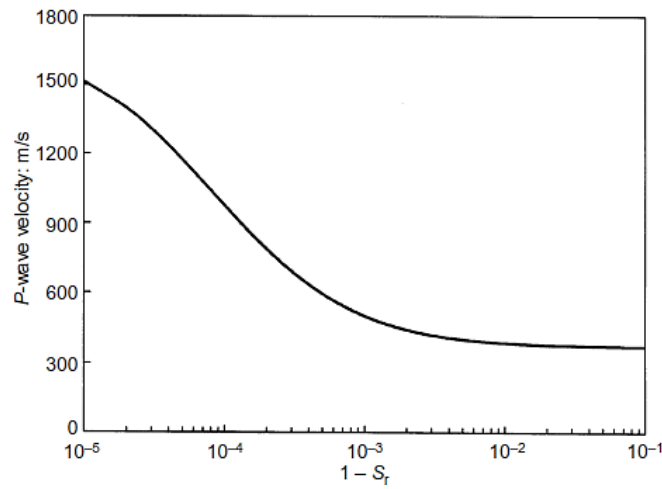


Figura 2.29 - Relação da velocidade das ondas P com o grau de saturação (Yang, 2002)

Estes dois parâmetros de medição indireta da saturação podem ainda ser correlacionados entre eles. A equação (2.29) que relaciona o parâmetro B de Skempton com as velocidades da onda P foi obtida a partir das equações (2.24) e (2.27). A relação entre o parâmetro B de Skempton e as velocidades da onda P encontra-se ainda ilustrada na Figura 2.30.

Estudos anteriores (Vieira Faria et al. (2006) e Soares & Viana da Fonseca (2016)) sobre a avaliação do grau de saturação segundo B e  $V_p$  e sobre a influência que os diversos fatores que integram as expressões mencionadas provocam no traçar das relações foram analisados, servindo de apoio e comparação para a interpretação e análise de resultados.

$$V_p = \left( \frac{\frac{4G}{3} + \frac{K_b}{(1-B)}}{\rho} \right)^{1/2} \quad (2.29)$$

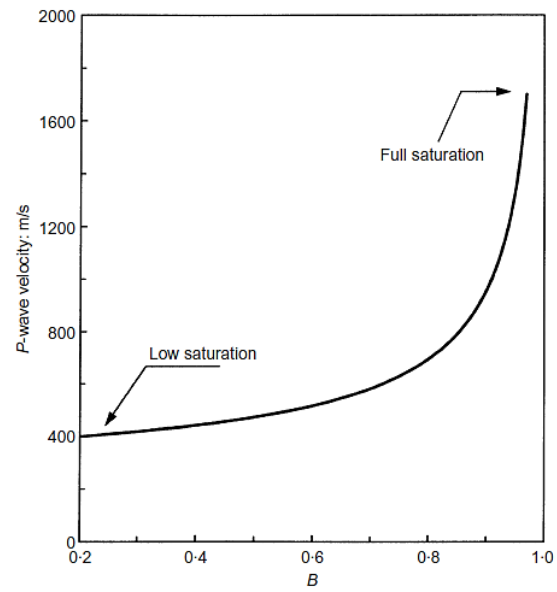


Figura 2.30 - Evolução do B de Skempton em função da velocidade das ondas P (Yang, 2002)

## 3

## PROGRAMA EXPERIMENTAL

## 3.1. CASO DE ESTUDO

## 3.1.1. A AREIA DE AVEIRO

O solo em estudo na presente dissertação provém da região de Aveiro, mais propriamente da Gafanha da Nazaré (Figura 3.1). A zona do porto de Aveiro, detém unidades industriais relevantes que, se submetidas a sismos de magnitude significativa induzirão graves problemas a nível estrutural dos mesmos. Em particular, a existência de fenómenos de liquefação pode aumentar muito significativamente os danos devido a assentamentos diferenciais elevados dessas estruturas, com possibilidade de afundamento ou rotação dos mesmos.

Os solos de fundação destas unidades caracterizam-se por espessas camadas arenosas intercaladas por camadas de natureza lodosa, por vezes lenticulares e outras de possança apreciável. Em termos geológicos, estes solos pertencem à unidade geológica “Depósitos Modernos” e caracterizam-se como sendo depósitos aluvionares recentes do Holocénico (Rodrigues et al., 2014).



Figura 3.1 – Localização do local em estudo: Gafanha da Nazaré, Aveiro – GSP (N: 40° 39,194'; S: 8° 42,404')

Por esse motivo, o campo experimental de Aveiro tem vindo a ser objeto de algumas investigações de avaliação da resistência à liquefação. Foram realizadas duas campanhas de sondagens distintas. A primeira campanha foi realizada em 2 fases distintas (fase 1A e 1B e fase 2) e consistiu na realização de ensaios com o cone penetrómetro (CPTU e SCPTU), ensaios com o dilatómetro de Marchetti (DMT e



SDMT) e ensaios de penetração dinâmica (SPT). A segunda campanha foi executada numa só fase (fase 3) e compreendeu a recolha de amostras com diferentes tipos de amostradores e na realização de um ensaio SDMT. A Figura 3.2 exhibe a distribuição dos ensaios de campo realizados.

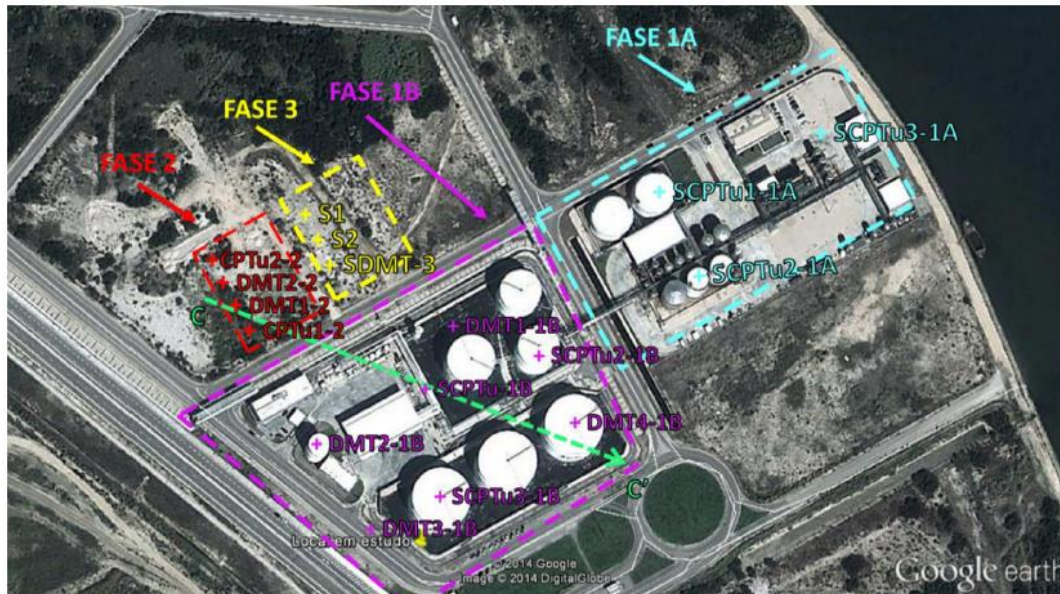


Figura 3.2 – Distribuição dos ensaios *in situ* no campo experimental de Aveiro (Pinto, 2014)

### 3.1.2. ESTUDOS ANTERIORES

Rodrigues et al. (2014) descrevem alguns resultados obtidos na primeira campanha, apresentando uma avaliação da resistência à liquefação dos solos da região do porto de Aveiro com base nos resultados de um número significativo de ensaios *in situ*. Foi ainda estimado o fator de segurança a partir da dedução da razão da resistência cíclica e da razão da tensão cíclica e calculado o índice de potencial de liquefação de toda a coluna de solo com base nos fatores de segurança obtidos para cada camada.

Este estudo permitiu a recolha de dados fundamentais à caracterização física e mecânica do terreno, assim como a identificação das profundidades de interesse a amostrar na segunda campanha de sondagens. Dos resultados obtidos foi elaborado o perfil lito-estratigráfico da secção C-C' (ver Figura 3.2) apresentado na Figura 3.3.

O perfil geotécnico demonstra uma grande heterogeneidade do solo sendo, sinteticamente composto por: uma camada superficial ( $\pm 1,5$  m de espessura) preenchida por areias limpas por vezes com conchas e pequenos seixos; uma camada de lodos imediatamente abaixo da superfície ( $\pm 2$  m de espessura); uma camada intercalada de areias siltosas e lodosas ( $\pm 14$  m de espessura); uma camada de areias limpas a siltosas ( $\pm 22$  m de espessura) e por uma camada de argila sobreconsolidada ( $\pm 2$  m de espessura).



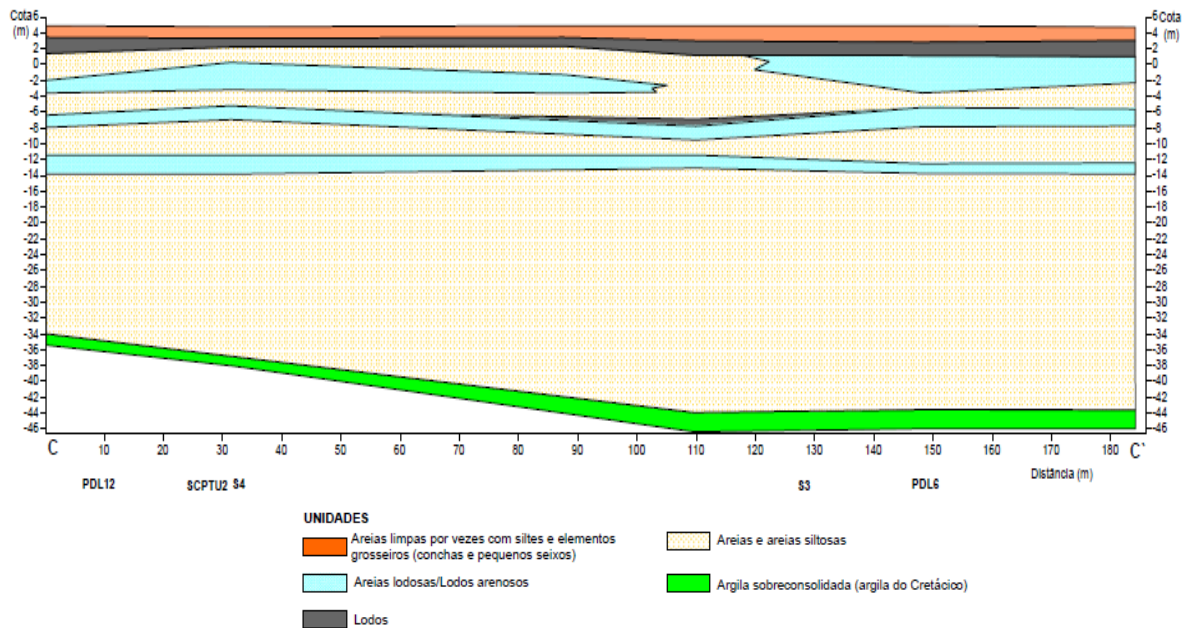


Figura 3.3 – Perfil lito-estratigráfico da seção C-C' (Rodrigues et al., 2014)

De entre as conclusões finais referem-se 3 pontos:

- Existe o risco de ocorrência de liquefação, mas este é baixo;
- Se ocorrer liquefação nas camadas arenosas será fundamentalmente do tipo mobilidade cíclica enquanto as camadas lodosas poderão sofrer escoamento por liquefação;
- Apesar do potencial de liquefação dos solos do local em estudo ser relevante, as condições de reduzida suscetibilidade sísmica da região fazem com que a ocorrer problemas de liquefação eles deverão ficar limitados a zonas muito localizadas do maciço;

A segunda campanha de sondagens surgiu da necessidade de obter amostras de areia com o menor grau de perturbação possível para posterior avaliação da qualidade de amostragem, através da comparação das velocidades das ondas sísmicas no laboratório. No âmbito de estudar o comportamento da areia de Aveiro, Pinto (2014) realizou uma data de ensaios laboratoriais de caracterização física e mecânica do solo, que serviram de apoio para o estudo em questão.

Foi realizada uma análise granulométrica por peneiração, ao solo recolhido às diferentes profundidades in situ (desde 1,5 a 4,60 m) e as respetivas curvas granulométricas obtidas encontram-se representadas na Figura 3.4. A areia foi ainda classificada segundo a classificação unificada (ASTM D 2487, 2011) como mal graduada.

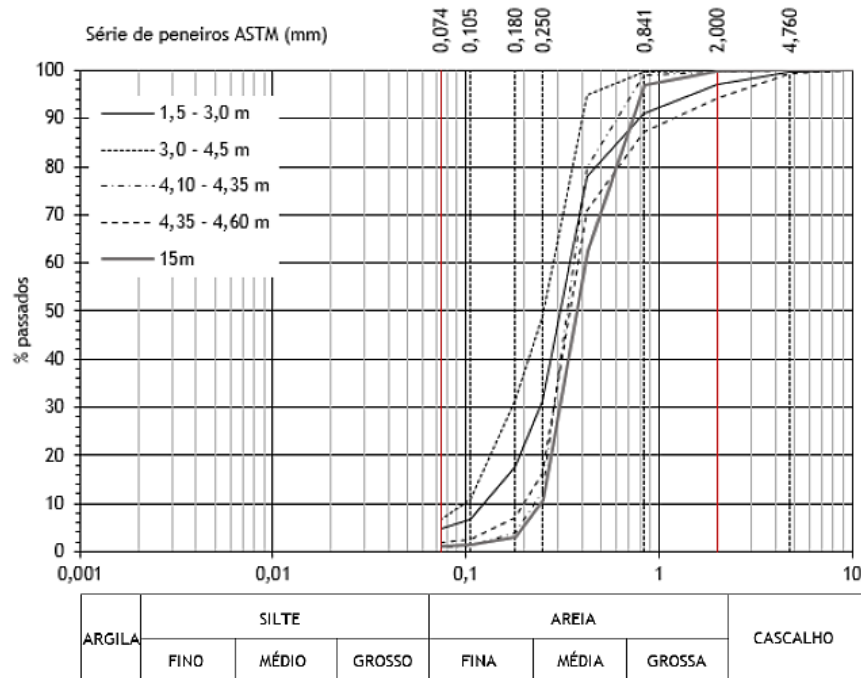


Figura 3.4 – Curvas Granulométricas do solo de Aveiro (Pinto, 2014)

A densidade das partículas sólidas foi determinada duas vezes, visto o solo apresentar algumas conchas na sua constituição. Assim foi obtido um valor de  $G_s$  de 2,69 para a amostra de solo natural e de 2,67 para o solo com exclusão das conchas. O ensaio de determinação do índice de vazios máximo e mínimo foi realizado no Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção (LGMC) do CICCOPN, obtendo-se os seguintes valores:  $e_{\max}=0,88$  e  $e_{\min}=0,53$ . (Pinto, 2014)

Com base nos resultados dos ensaios SDMT1 e SMDT2 foi possível estimar um valor para o ângulo de atrito e peso volúmico do solo presentes na Tabela 3.1. Dos ensaios CPTU/SCPTu foi também possível averiguar as diferentes posições do nível freático do terreno que, pelo facto de estar junto à ria de Aveiro, toma posições desde 0,8 a 4,3 metros de profundidade.

Tabela 3.1 – Estimativa dos parâmetros do solo

Ensaio	$\phi'$ (°)	$\gamma$ (kN/m)	$G_0$ (MPa)
SDMT1	31	19	100 a 200
SDMT2	37	21	100 a 150

Quanto aos ensaios laboratoriais de caracterização mecânica, foram realizados diversos ensaios triaxiais e ainda um ensaio edométrico. As condições iniciais dos ensaios triaxiais realizados por Pinto (2014) encontram-se apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Planeamento dos ensaios triaxiais por Pinto(2014)

Ensaio	w (%)	$e_p$	$\sigma'_h$ (kPa)	$K_0$	$\sigma'_v$ (kPa)	Condição do ensaio
TX1	5	0,85	20	1	20	Estático
TX2	5	0,85	150	1	150	Estático
TX3	5	0,85	75	1	75	Estático
TXSP4	5	0,50	200	0,5	400	Cíclico
TX5	5	0,50	150	1	150	Estático
TXSP6	5	0,80	200	0,5	400	Cíclico
TXC7	5	0,80	200	0,5	400	Cíclico
TX8	5	0,95	150	1	150	Estático *
TX9	5	0,90	150	0,5	300	Estático *
TXAP1	5	0,50	7400	1	7400	Estático
TXAP2	5	0,50	7400	1	7400	Estático *

(\*) Envolvendo cargas e descargas na fase anterior ao corte

O índice de vazios foi calculado do final para o início do ensaio, uma vez que nas fases de percolação e saturação não se utilizou instrumentação interna que permitisse o cálculo da variação volumétrica sofrida pela amostra. Os índices de vazios obtidos no final da saturação foram confrontados com os índices de vazios determinados no final da preparação, observando-se uma grande disparidade entre os mesmos. A variação deste parâmetro encontra-se representado graficamente na Figura 3.5, onde é perceptível o decaimento do índice de vazios de uma gama mais alargada para uma gama mais diminuta. Pode-se concluir que a acomodação das partículas durante a fase de percolação e saturação, conduz que as várias amostras preparadas com diferentes índices de vazios colidam, sensivelmente, para o mesmo valor final.

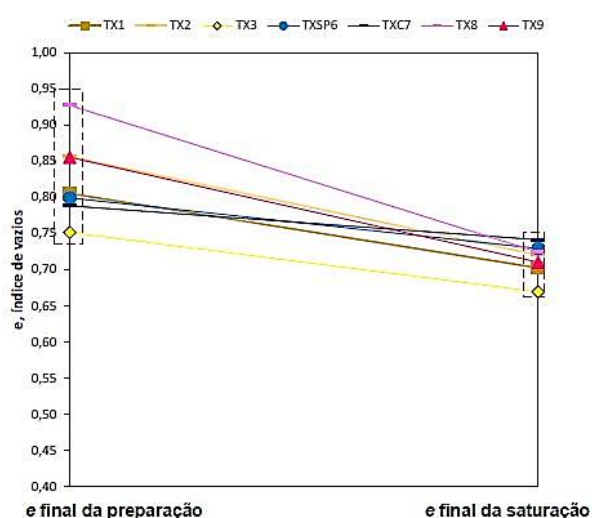


Figura 3.5 - Variação do índice de vazios do final da preparação para o fim da saturação (Pinto, 2014)

Através dos ensaios submetidos ao corte estático, foram determinados os parâmetros de estado crítico, nomeadamente o índice de vazios crítico ( $e_{crit}$ ) apresentado na Figura 3.6, que assume um valor de 0.65, e o ângulo de atrito a volume constante.

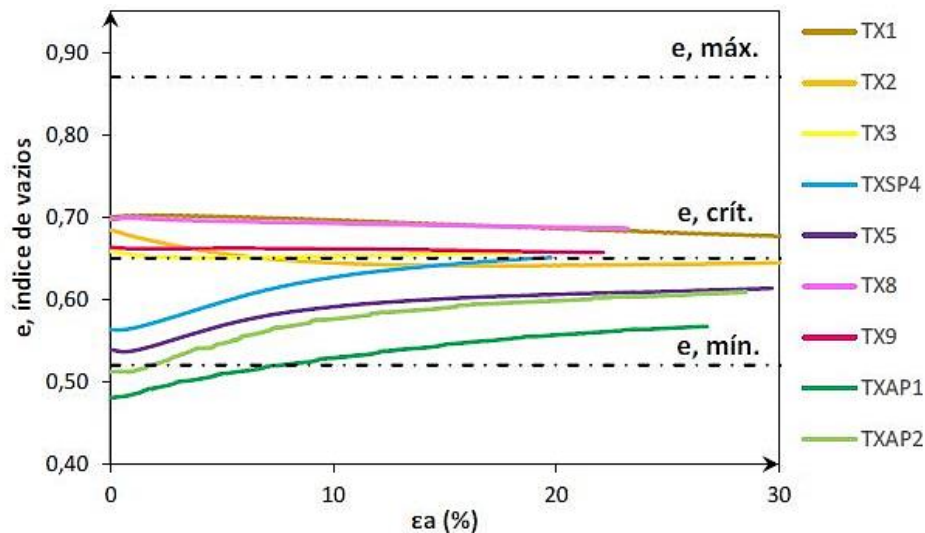


Figura 3.6 – Definição do índice crítico (Pinto, 2014)

O ângulo de atrito a volume constante ( $\phi'_{cv}$ ) é o ângulo que o solo exibe quando possui o índice de vazios crítico, sendo por isso também denominado ( $\phi'_{cr}$ ). A envolvente de rotura necessária à determinação destes parâmetros encontra-se representada na Figura 3.7, pela qual resulta um ângulo de atrito a volume constante igual a  $32.3^\circ$ .

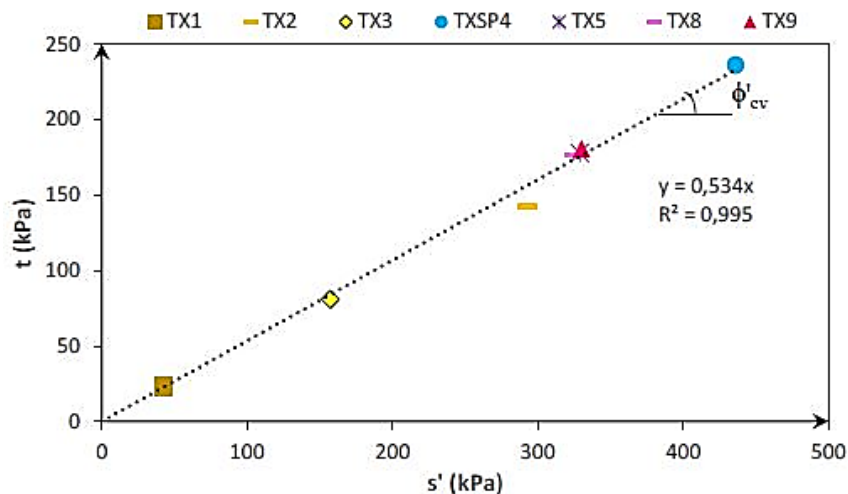


Figura 3.7 – Determinação do ângulo de atrito a volume constante (Pinto, 2014)

### 3.1.3. CARACTERIZAÇÃO SÍSMICA DO LOCAL

De acordo com o EC-8 (Eurocódigo 8, 2010) e os seus anexos nacionais NP-EN 1998-1 e NP-EN 1998-5, foram consideradas as seguintes condições sísmicas para a região de Aveiro:

Tabela 3.3 – Caracterização sísmica

	Ação Sísmica do Tipo 1	Ação Sísmica do Tipo 2
Zona Sísmica	1,6	2,4
Período de Retorno de Referência, $T_{NCR}$	821	821
Magnitude do Momento, $M_w$	7,3	4,4
Aceleração máxima de referência, $a_{gR}$	0,35	1,10

#### 3.1.3.1. Aceleração Horizontal de Pico

Um dos parâmetros sísmicos a determinar que permitem o cálculo da razão de ação cíclica a partir das condições de sismicidade do local é a aceleração horizontal máxima da superfície do solo,  $a_{máx}$ .

$$a_{máx} = a_g * S \quad (3.1)$$

O valor de cálculo da aceleração á superfície do terreno,  $a_g$  é dado por:

$$a_g = \gamma_i * a_{gR} \quad (3.2)$$

O coeficiente de importância  $\gamma_i$  é atribuído em função das consequências do colapso em termos de vidas humanas, da sua importância para a segurança pública e para a proteção civil imediatamente após o sismo e das consequências sociais e económicas. Das 4 classes de importância que podem ser aplicadas, foi atribuída ao local a classe III: Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, com por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.

O coeficiente do solo,  $S$ , é determinado a partir das seguintes relações:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \\ \text{para } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \\ \text{para } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} S = S_{máx} \\ S = S_{máx} - \frac{S_{máx} - 1}{3} * (a_g - 1) \\ S = 1,0 \end{array} \right. \quad (3.3)$$

O parâmetro  $S_{máx}$  é atribuído segundo o tipo de terreno, tendo em conta a caracterização geotécnica do local, resultando em 7 modelos de perfis estratigráficos tipo. O terreno em questão pertence ao tipo D: Depósitos de solos não coesivos de compacidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura.

A Tabela 3.4 apresenta todos os valores tomados das variáveis acima referidas, assim como o cálculo da aceleração horizontal máxima da superfície do solo.

Tabela 3.4 - Cálculo da aceleração horizontal máxima da superfície do solo

	Ação Sísmica do Tipo 1	Ação Sísmica do Tipo 2
$\gamma_i$	1,45	1,25
$a_g$	0,51	1,38
$S_{máx}$	2,00	2,00
S	2,00	1,88
$a_{máx}$	1,02	2,58

### 3.1.3.2. Estado de Tensão

Para o cálculo da tensão de desvio cíclica foi considerado que a camada de areia em estudo se encontra a uma profundidade de 4m com o nível freático a 2m, de acordo com o estudo desenvolvido por Pinto (2014). Desse estudo foi ainda possível avaliar que o peso volúmico em campo seria próximo de 20 kN/m<sup>3</sup>. O estado de tensão é assim definido como se indica na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 - Estado de tensão do solo

Dados		Estado de tensão	
$\gamma$	20 kN/m <sup>3</sup>	$\sigma_{v0}$	80 kPa
$Z_s$	4 m	$u_0$	19,62 kPa
$\gamma_w$	9,81 kN/m <sup>3</sup>	$\sigma_{v0'}$	60,38 kPa
$Z_w$	2 m	$\sigma_{h0'}$	30,19 kPa
$K_0$	0,5		

### 3.1.3.3. Tensão de Desvio Cíclica

Por ultimo, é apresentado o valor base da tensão de desvio cíclica, calculado segundo as metodologias apresentadas no capítulo 2.3.1.

Tabela 3.6 - Cálculo da tensão de desvio cíclica

	Ação Sísmica 1	Ação Sísmica 2
$\alpha$	-0,197	-0,197
$\beta$	0,022	0,022
$R_d$	0,967	0,906
$MSF$	1,054	1,800
$CSR$	0,086	0,205
$CSR_{7,5}$	0,082	0,114
$c_r$	1,000	1,000
$CSR_{TX}$	0,091	0,127
$\sigma_d$ (kPa)	7,313	10,195
$\Delta F$ (kN)	0,014	0,020

### 3.2. PROGRAMA DOS ENSAIOS LABORATORIAIS

De modo a avaliar a dessaturação como método de mitigação da liquefação foram realizados vários ensaios triaxiais cíclicos de compressão-extensão no Laboratório de Geotecnia da FEUP. Os provetes foram sujeitos a diferentes graus de saturação e posteriormente carregados ciclicamente, avaliando-se o número de ciclos completos até à liquefação do provete, caso ocorra. Estes ensaios foram ainda providos de instrumentação interna e externa para o controlo do estado de deformação e consequentemente avaliação do índice de vazios. Em paralelo foram executados ensaios de medição da velocidade de propagação das ondas sísmicas realizados ao longo das fases de preparação do provete na célula triaxial de modo a obter uma estimativa do grau de saturação do provete a ensaiar.

Como este trabalho envolve o estudo de solos não saturados, foi ainda determinada a curva de retenção de água do solo, que avalia a capacidade de retenção de água por parte de um solo, relacionando a variação do teor de água com a sucção instalada.

Com o objetivo de confirmar alguns parâmetros obtidos por Pinto (2014), foram ainda realizadas duas análises para determinação da densidade das partículas sólidas e da curva granulométrica.

O planeamento dos ensaios triaxiais e de determinação da curva de retenção encontra-se exposto na Tabela 3.7 e na Tabela 3.8, respetivamente.

Tabela 3.7 – Planeamento dos ensaios triaxiais

Ensaio	Preparação			Consolidação	Corte	
	$e_0$	w (%)	Dr (%)	$p'$	CSR <sub>TX</sub>	$\Delta F$ (kN)
TXSP0	0,81	5	21	-	-	-
TXSP1	0,81	5	21	40	0,127	20
TXSP2	0,81	5	21	40	0,127	20
TXSP3	0,81	10	21	40	0,127	20
TXSP4	0,81	5	21	40	0,127	20
TXSP5	0,81	5	21	40	0,127	20
TXSP6	0,81	5	21	40	0,127	20
TXSP7	0,81	5	21	40	0,095	15
TXSP8	0,81	5	21	40	0,095	15
TXSP9	0,81	5	21	40	0,095	15
TXSP10	0,81	5	21	40	0,065	10

Nota:  $e_0$  – Índice de vazios planeado; w – teor de água de montagem; Dr: densidade relativa da moldagem;  $p'$  – tensão de consolidação; CSR<sub>TX</sub> – Razão da ação Cíclica;  $\Delta F$  – Carga aplicada no carregamento cíclico;

Tabela 3.8 – Planeamento dos ensaios de determinação da curva de retenção

Escalão	Preparação			Pressão (kN)	Nº de Provetes
	$e_0$	w (%)	Dr (%)		
1	0,80	5	23	4	4
2	0,80	5	23	8	4
3	0,80	5	23	20	4
4	0,80	5	23	32	4
5	0,80	5	23	60	4
6	0,80	5	23	100	4
7	0,80	5	23	200	4
8	0,80	5	23	400	4
9	0,80	5	23	600	4
10	0,80	5	23	700	4



### 3.3. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

#### 3.3.1. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

A composição granulométrica é uma das propriedades mais básicas do solo, pelo qual deve ser sempre determinada. A composição granulométrica é definida como a distribuição em percentagem ponderal (isto é, em percentagem do peso total) das partículas do solo de acordo com as suas dimensões. (Matos Fernandes, 2012)

A determinação da curva granulométrica pode ser definida por dois processos diferentes: por sedimentação para a distribuição das partículas de menor dimensão e por peneiração para as partículas mais grossas. Como os trabalhos anteriores indicaram que a quantidade de finos era inferior a 6%, apenas se procedeu à determinação da curva granulométrica do solo por peneiração.

O solo foi previamente preparado segundo a norma E 195 (LNEC, 1966), por esquartelamento. A peneiração seguiu a especificação E 196 (LNEC, 1966), onde o solo é obrigado a passar por uma série de peneiros de malha quadrada cada vez mais apertada. Cada fração retida é depois pesada de modo a calcular a sua percentagem no peso total da amostra.

Foram utilizados os peneiros #4, #10, #20, #40, #60, #80, #140, #200 e a peneiração foi feita manualmente e mecanicamente. Estes encontram-se ilustrados na Figura 3.8.

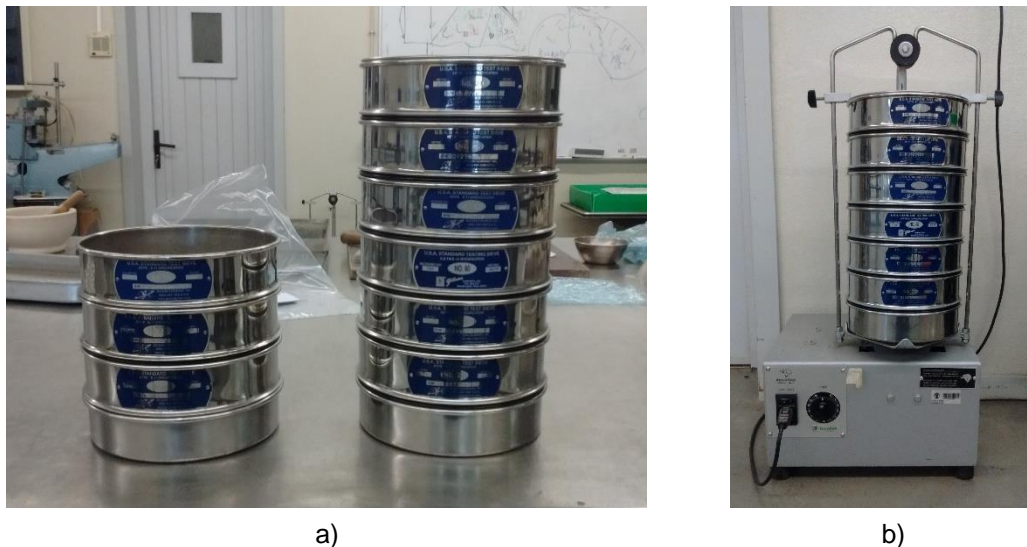


Figura 3.8 – Análise Granulométrica: a) série de peneiros ASTM utilizados; b) peneirador mecânico

#### 3.3.2. PESO VOLÚMICO DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS

A densidade das partículas sólidas é outra propriedade básica dos solos que depende da composição mineral e orgânica do solo. Esta foca-se no volume ocupado pelas partículas sólidas e não no volume total do solo, que inclui as fases líquida e gasosa. Assim, a densidade das partículas sólidas é a relação entre a massa de uma amostra de solo e o volume das partículas sólidas. O conhecimento desta propriedade é imprescindível para o cálculo do índice de vazios.

O solo foi previamente preparado de forma idêntica ao exposto na análise granulométrica. A determinação deste parâmetro pode ser realizada sobre amostras húmidas ou previamente secas em

estufa. Visto tratar-se de uma areia, a densidade das partículas sólidas foi realizada a partir de amostras previamente secas em estufa, seguindo as normas NP 83 (1965).

O ensaio consiste na introdução de uma amostra de solo num picnômetro, juntamente com água destilada, ao qual é retirado todo o ar por ebulição da mistura. Posteriormente é adicionada água até obter um certo volume específico. Esta mistura é pesada, colocada em estufa e novamente pesada após secagem. Estas massas permitem o cálculo do peso volúmico das partículas sólidas ( $\gamma_s$ ) que se relaciona com a densidade das partículas sólidas ( $G_s$ ) pela seguinte relação:

$$G_s = \frac{\gamma_s}{9,81} \quad (3.4)$$

A Figura 3.9 ilustra sucintamente o processo executado.

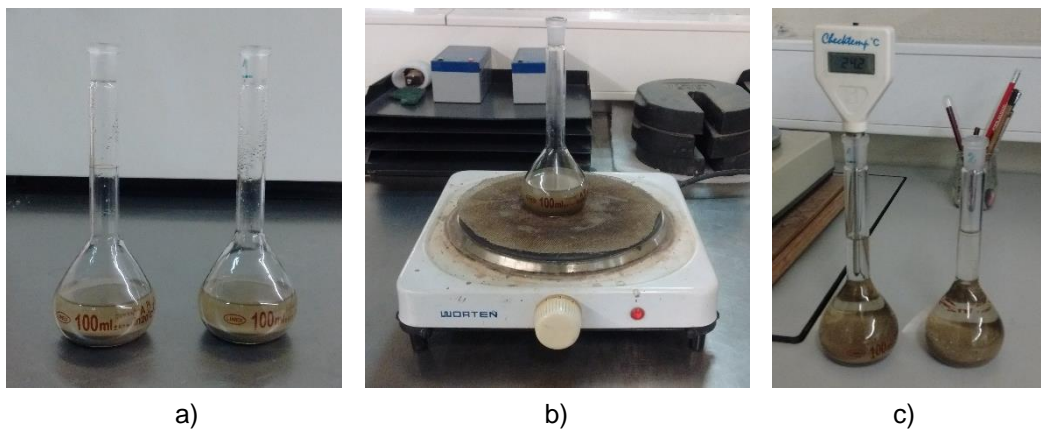


Figura 3.9 – Determinação da densidade das partículas sólidas: a) picnómetro contendo a amostra de solo e água destilada; b) ebulição da mistura; c) determinação do peso e temperatura do picnómetro e do solo

### 3.4. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

A filosofia subjacente aos métodos e ensaios de caracterização mecânica dos solos em laboratório consiste em simular de forma tão aproximada quanto possível as condições prevalentes nos maciços terrosos antes do carregamento e aquelas que vão ser impostas pelas estruturas com que vão interagir. O ensaio laboratorial mais utilizado para caracterizar a resistência ao corte dos solos é o ensaio triaxial.

A Figura 3.10 apresenta o esquema de uma câmara triaxial convencional. Esta é basicamente constituída por uma câmara de acrílico fixada entre uma base e topo da célula com recurso a tirantes. Coincidentemente com o eixo da câmara é colocado um provete cilíndrico de solo, fixo por meio de O-rings, ao pedestal e ao bloco de topo. Visto que a câmara é preenchida com água destilada, a amostra é protegida por uma membrana impermeável de latex que garante a estanquidade entre o interior e exterior da mesma. No topo e base da amostra é ainda colocada uma pedra porosa e papel de filtro, que permitem a entrada e saída de água da amostra sem o arraste de finos e material que possam colmatar os equipamentos.

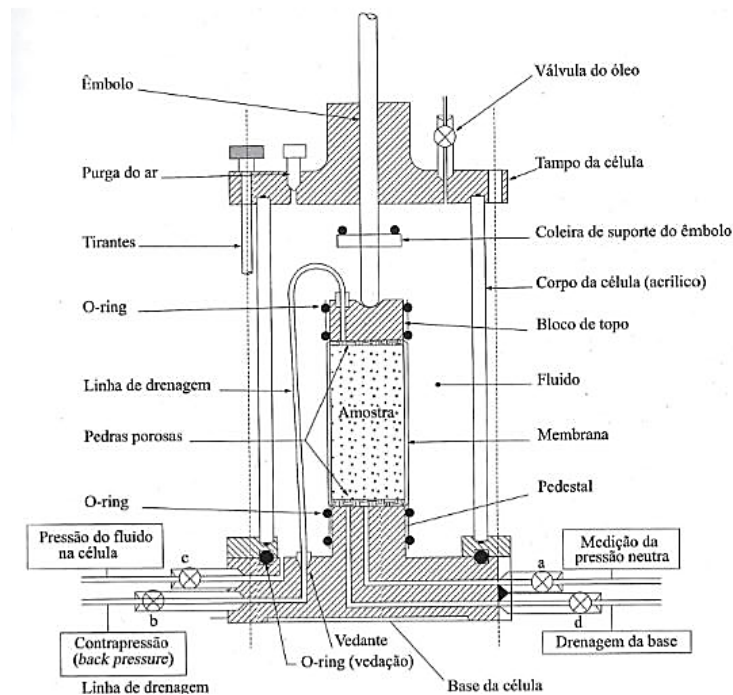


Figura 3.10 – Esquema de uma câmara triaxial convencional (Matos Fernandes, 2012)

A base da câmara possui um sistema de torneiras e transdutores que possibilitam a ligação da amostra ao exterior, permitindo o controlo e a leitura de pressões tanto da amostra como da célula. Estas pressões podem ser aplicadas através de compressores ou equipamentos de ação pneumática ou hidráulica. O topo da câmara possui um êmbolo perfeitamente centrado com todo o sistema, que permite a carregamento vertical da amostra e a medição da força por ele aplicado por meio de um transdutor de força. As deformações da amostra podem também ser controladas por recurso a instrumentação interna ou externa.

Resumindo, os ensaios triaxiais permitem o controlo completo dos estados de tensão total e efetiva, pressão neutra e do estado de deformação das amostras.

As dimensões das câmaras podem variar, bem como os limites máximos de pressões a que podem estar sujeitas e até o próprio modo de funcionamento. Seguidamente, descreve-se o sistema triaxial utilizado no âmbito desta dissertação, assim como a instrumentação empregue para controlo de deformações.

#### 3.4.1. CÂMARA TRIAXIAL STRESS-PATH

As câmaras triaxiais *stress-path* são aparelhos especiais pois permitem que as tensões de confinamento sejam independentes das axiais, possibilitando a realização de ensaios sob qualquer trajetória de tensões e até mesmo de extensões. O recurso a este equipamento justifica-se pelo facto acima já mencionado e porque esta prensa permite efetuar ciclos de carga e descarga axial em movimento sinusoidal. Além disso, está equipado com transdutores piezoelétricos do tipo *bender elements* que permitem a medição da velocidade de propagação das ondas sísmicas ao longo do ensaio.

É apresentado na Figura 3.11 o equipamento utilizado. Ao sistema é associado uma câmara do tipo Bishop-Wesley e as suas partes (mecânicas e hidráulicas) foram desenvolvidas pela FEUP e INEGI segundo especificações do laboratório de geotecnia. Este permite ensaiar provetes entre 38 e 50 mm de diâmetro e a utilização de pressões na célula até 1700 kPa.



Figura 3.11 – Câmara triaxial *stress-path*

O sistema recorre ao programa TRIAX, que por meio de motores passo-a-passo controlam e induzem as pressões na célula (CP- *cell pressure*), as contrapressões na base do provete (BP- *back pressure*), a pressão no topo da amostra (ou pressão neutra – PN) e a pressão na câmara inferior (RAM) responsável pela aplicação da carga axial. O recurso ao programa TRIAX permite a programação dos ensaios, possibilitando que os incrementos de tensão sejam feitos automaticamente, facilitando a operação do utilizador e aumentando a precisão dos valores aplicados. A Figura 3.12 apresenta o sistema automático referido e o sistema manual que foi também objeto de utilização.



a)



b)

Figura 3.12 – Sistemas de controlo de pressões: a) automático; b) manual



### 3.4.2. INSTRUMENTAÇÃO

#### 3.4.2.1. Medidor de Deslocamento do tipo LVDT

Os LVDT's (*Linear Variable Differential Transformers*) são, como o próprio nome diz, medidores de deslocamento linear. Estes são constituídos por 3 bobinas e um núcleo cilíndrico de material ferromagnético que se move solidariamente com o objeto cujo deslocamento se pretende medir.

Na câmara utilizada, este equipamento encontra-se instalado na base da célula, medindo o deslocamento relativo entre a mesma e o pistão, que irá corresponder à deformação axial da amostra salvo pequenos erros de ajuste entre as partes. A Figura 3.13 apresenta o LVDT equipado na câmara triaxial utilizada.



Figura 3.13 - LVDT instalado na câmara triaxial stress-path

#### 3.4.2.2. Medidor Automático de Volume

A variação volumétrica de um provete pode ser controlada através da medição da quantidade de fluido que é expulso ou admitido na amostra, facilmente mensurado por um medidor de variação de volume tradicional.

O medidor de volume é constituído por um cilindro hidráulico cujo êmbolo se encontra solidarizado a um LVDT, que se desloca conforme a entrada e a saída de água. Conhecendo as dimensões do cilindro, este deslocamento é traduzido em quantidade de volume.

Este está internamente ligado à bomba automática de controlo da contrapressão, com diferentes modos de funcionamento, permitindo a passagem de água com ou sem a medição da variação de volume da mesma. O sistema está representado na Figura 3.14.



a)



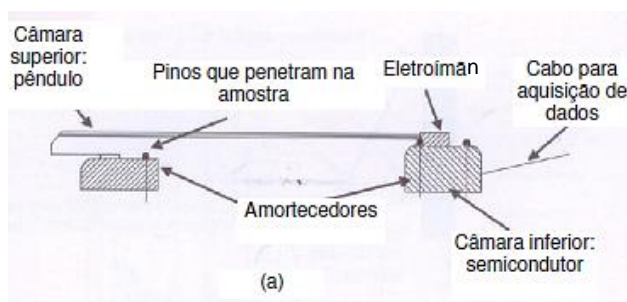
b)

Figura 3.14 – a) Medidor automático de volume; b) modos de funcionamento: 1. *Bypass* (ligação direta), 2. *Flow Up* (fluxo ascendente), 3. *Flow Down* (fluxo descendente).

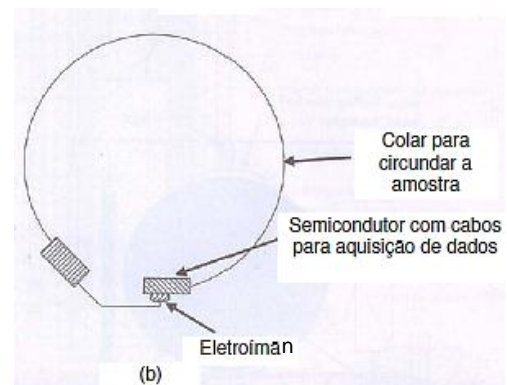
### 3.4.2.3. Transdutores Internos de Deformação de Efeito “Hall”

Enquanto que num solo saturado, a variação do volume do corpo da amostra é igual ao volume da água que entra ou sai desta, numa amostra não saturada, a variação de volume ocorre como resultado da mudança de volume de ar e água contidos nos vazios. Assim, em ensaios de solos não saturados, a variação volumétrica deve ser controlada pela medição direta das dimensões do corpo do provete, por meio de transdutores internos de deformação radial e axial montados diretamente na amostra.

Estes transdutores de efeito *Hall* (Figura 3.15) utilizam a diferença potencial entre um condutor elétrico, transversal ao fluxo de corrente e um campo magnético perpendicular à corrente, possibilitando a estimativa das variações volumétricas com grande precisão e independência da presença ou não de água no provete. Estes formam uma potente ferramenta de determinação de deformações de ensaios triaxiais, se devidamente calibrados.



(a)



(b)

Figura 3.15 - Transdutores efeito *Hall*: a) medidor de variação axial; b) medidor de variação radial (adaptado de Thom et al, 2008)

Nos ensaios realizados foram utilizados dois transdutores de deformação axial, colados em lados opostos dos provetes, a meia altura, como ilustrado na Figura 3.16.

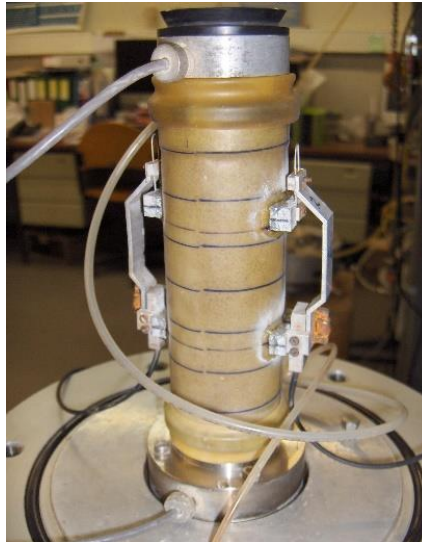


Figura 3.16 – Transdutores internos utilizados

### 3.5. ENSAIOS DE MEDIÇÃO DE ONDAS SÍSMICAS

#### 3.5.1. INTRODUÇÃO ÀS ONDAS SÍSMICAS

A energia libertada durante a ocorrência de um sismo é dissipada através de ondas sísmicas que se propagam pelo interior e pela superfície da Terra.

As ondas sísmicas que se propagam no interior da terra apresentam percursos radiais deformados devido às variações das características dos materiais que atravessam. Estas, também chamadas de ondas volumétricas por envolverem no seu movimento todo o volume do meio, podem assumir duas formas distintas de propagação: de distorção e de dilatação. As ondas sísmicas superficiais propagam-se imediatamente abaixo da superfície, dando origem também a dois tipos de ondas com modos de propagação distintos.

As ondas sísmicas podem ainda ser geradas em laboratório através de transdutores piezoelétricos permitindo a avaliação de propriedades elásticas e da sua velocidade de propagação tal como será apresentado de seguida.

##### 3.5.1.1. Ondas Volumétricas

Como referido, as ondas volumétricas podem distinguir-se entre ondas de dilatação e ondas de distorção.

As ondas de dilatação, de compressão ou ainda longitudinais deslocam-se paralelamente à direção de propagação da onda, através de movimentos de compressão e extensão segundo a direção longitudinal (Figura 3.17 a)). Estas ondas possuem a maior velocidade de propagação entre todas as ondas sísmicas, sendo as primeiras a chegar a qualquer ponto e consequentemente designadas por primárias, ou simplesmente ondas P. No ar a sua velocidade é de aproximadamente 330 m/s enquanto que na água ronda os 1500 m/s.

As ondas de distorção, de corte ou transversais deslocam-se perpendicularmente à direção de propagação da onda, segundo movimentos puramente distorcionais (Figura 3.17 b)). Sendo a segunda onda a ser detetada (após a onda P) esta recebe o nome de ondas secundárias ou ondas S.

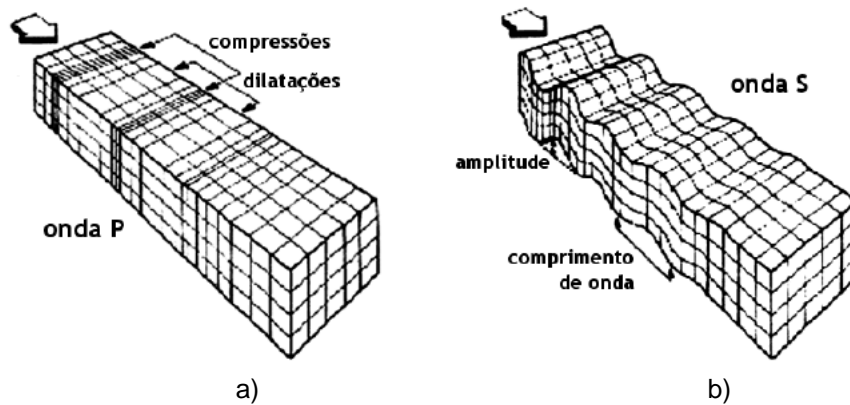


Figura 3.17 – Esquema de propagação das ondas volumétricas: a) Onda P; b) Onda S (Ferreira, 2003)

As velocidades de propagação destas ondas dependem diretamente das características do meio que atravessam. Este é tomado como elástico, infinito, homogêneo e isotrópico. As expressões que traduzem a velocidade da onda P e S são apresentadas seguidamente:

$$V_P = \sqrt{\frac{E}{\rho} * \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu) * (1 - 2\nu)}} = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (3.5)$$

$$V_S = \sqrt{\frac{E}{2\rho} * \frac{1}{(1 + \nu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3.6)$$

- E: Módulo de deformabilidade
- $\rho$ : Massa específica;
- $\nu$ : Coeficiente de Poisson;
- M: Módulo confinado
- G: Módulo de Distorção

Assim, o conhecimento das velocidades de propagação das ondas volumétricas permite a avaliação das características elásticas dos meios que atravessam, nomeadamente, dos parâmetros de rigidez. Por outro lado, combinando as duas expressões anteriores é possível ainda calcular o coeficiente de Poisson  $\nu$ , segundo a expressão (3.7). A Figura 3.18 relaciona este coeficiente com as velocidades das ondas P, S e de Rayleigh num meio elástico semi-infinito, verificando-se que quando o coeficiente de Poisson se aproxima de 0.5 (característico de uma solicitação não drenada, sem variação de volume), a velocidade da onda P aumenta muito relativamente à velocidade da onda S.

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2} \quad (3.7)$$



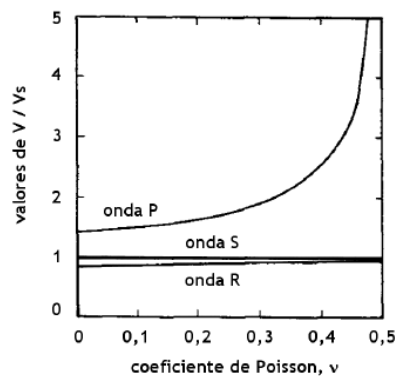


Figura 3.18 – Relação entre o coeficiente de Poisson e as velocidades  $V_P$ ,  $V_S$  e  $V_R$  num meio elástico semi-definido (adaptado de Richart et al, 1970)

### 3.5.1.2. Ondas Superficiais

As ondas superficiais envolvem movimentos essencialmente confinados numa estreita camada à superfície. Estas foram intituladas segundo os investigadores que as descobriram: Love e Rayleigh.

A onda Rayleigh desloca-se paralelamente à direção de propagação da onda segundo movimentos elípticos retrógrados no plano vertical (Figura 3.19 a)). A onda Love desloca-se perpendicularmente à sua direção de propagação, segundo movimentos unicamente horizontais (Figura 3.19 b)).

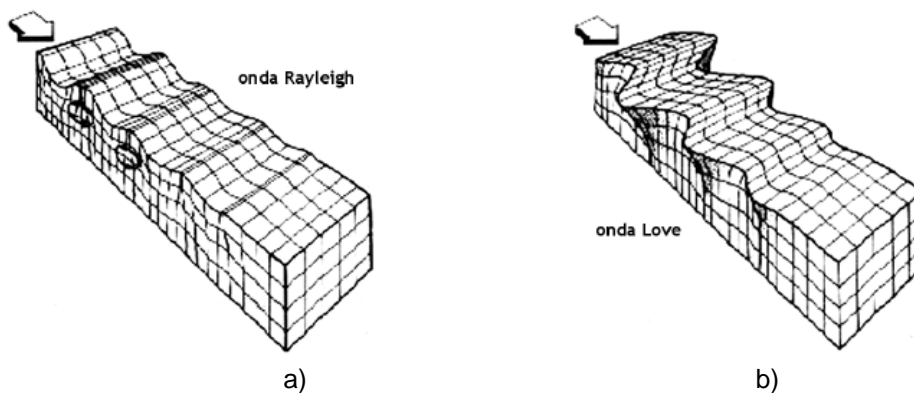


Figura 3.19 – Esquema de propagação das ondas superficiais: a) Onda Rayleigh; b) Onda Love (Ferreira, 2003)

Como estas ondas se propagam imediatamente abaixo da superfície, possuem velocidades de propagação inferiores às das ondas volumétricas, sendo de longa duração e baixa amplitude, provocando deslocamentos mais pronunciados das partículas do solo e geralmente mais destrutivas.

### 3.5.2. TRANSDUTORES PIEZOELÉTRICOS

Um transdutor piezoelétrico é um dispositivo que transforma um tipo de energia noutra, tirando vantagens das propriedades piezoelétricas de certos cristais ou materiais. Quando um material piezoelétrico é submetido a uma tensão/força, este gera um potencial/tensão elétrica proporcional à magnitude da força (Figura 3.20).

Esta propriedade da piezoelectricidade, que se traduz na capacidade de converter energia elétrica em mecânica e vice-versa, permite que os transdutores piezoelétricos funcionem como atuadores ou sensores, respetivamente, sendo que, na maior parte dos casos, o mesmo transdutor pode realizar ambas as funções.

Os *bender elements*, *shear plates*, *compression transducers* e *extender elements* são todos transdutores concebidos em material piezocerâmico. Seguidamente serão descritos os elementos mais comuns de transmissão e receção de ondas sísmicas nas câmaras triaxiais.

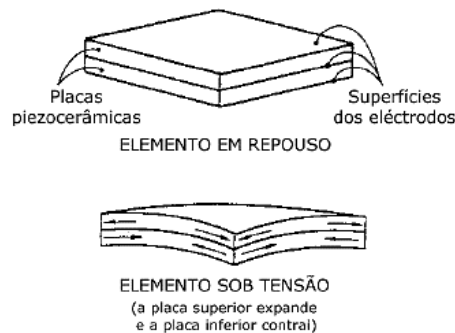


Figura 3.20 – Esquema de um elemento piezoelétrico em repouso e sob tensão (Ferreira, 2003)

### 3.5.2.1. Bender Elements

Os *bender elements* são transdutores piezocerâmicos duplos. As duas placas piezocerâmicas encontram-se rigidamente ligadas a uma lâmina metálica central, que serve de reforço, e aos eléctrodos nas faces exteriores. Estes deformam-se em movimento de flexão, permitindo a propagação de ondas de corte, daí também serem conhecidos por transdutores de flexão (Figura 3.21). Para tal, a ligação e a polarização das placas cerâmicas pode ser realizada de dois modos distintos: em paralelo, com as placas polarizadas na mesma direção e em série, com as placas polarizadas em direções opostas (Figura 3.22).

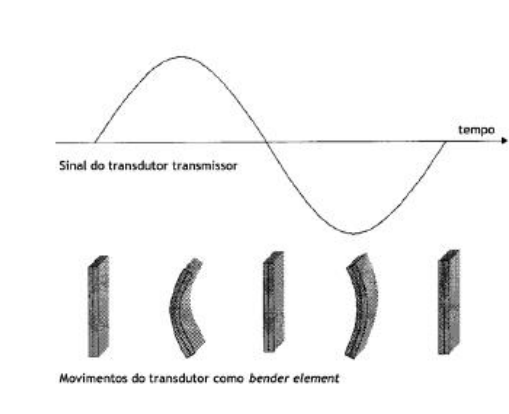


Figura 3.21 - *Bender element*: esquema de funcionamento (Ferreira, 2003)

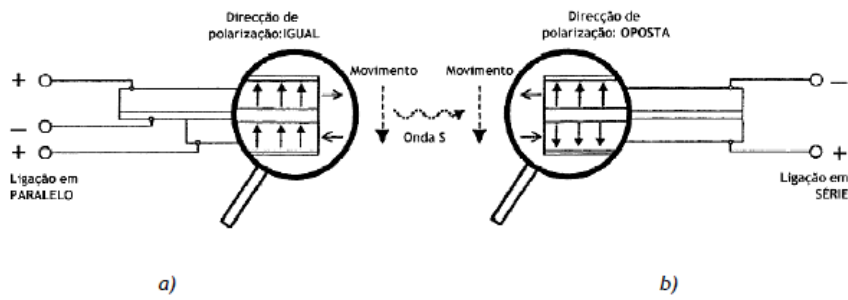


Figura 3.22 - *Bender element*: a) transmissor; b) recetor (Ferreira, 2003)

### 3.5.2.2. Extender Elements

Os *extender elements*, ou transdutores de extensão são instrumentos análogos ao *bender elements*. Estes são constituídos por duas placas piezocerâmicas, de dimensões semelhantes aos anteriores, no entanto, deformam-se em extensão-compressão, permitindo a propagação das ondas P (Figura 3.23). Este movimento deve-se à alteração no modo de ligação das placas relativamente à direção de polarização (Figura 3.24). Ao transformar uma ligação em série para paralelo e vice-versa, é alterado o movimento de deformação do transdutor e, consequentemente, a natureza da onda volumétrica propagada (Ferreira, 2003).

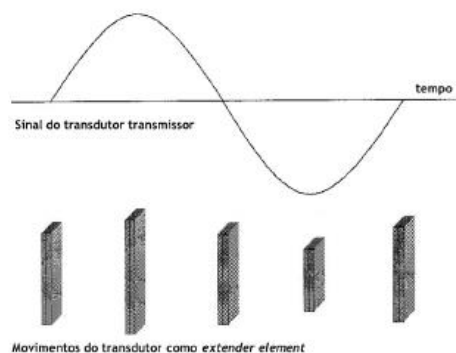


Figura 3.23 – *Extender element*: esquema de funcionamento (Ferreira, 2003)

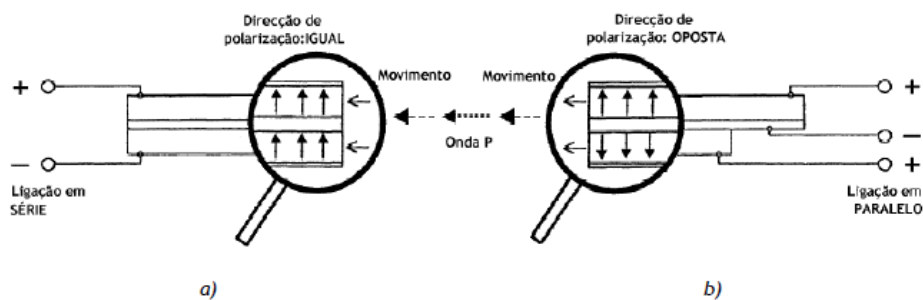


Figura 3.24 - *Extender element*: a) recetor; b) transmissor (Ferreira, 2003)

### 3.5.3. MEDIÇÃO DE ONDAS SÍSMICAS EM LABORATÓRIO

Após uma intensa investigação na Universidade de Bristol, no Reino Unido, liderada pelo Dr, David Nash, constatou-se que os transdutores anteriormente referidos, se adequadamente ligados, podem ser utilizados para a propagação dos dois tipos de ondas. Tal levou à criação de um único transdutor híbrido, designado por *bender/extender elements*, que alterando o seu modo de ligação permite a geração de ondas de corte e de compressão.

A câmara triaxial *stress-path* utilizada possui um conjunto de *bender/extender elements* (Figura 3.25) instalados na base e no topo da câmara, em contacto direto com a amostra, de modo a que a onda onde se propague axialmente. No sistema utilizado as ligações foram feitas de modo a que os elementos instalados na base funcionem como transmissores e os de topo como recetores.

As frequências utilizadas nos ensaios de medição de ondas sísmicas foram de 1, 2, 4 e 6 Hz para as ondas S e de 25, 50, 75 e 100 Hz para as ondas P.

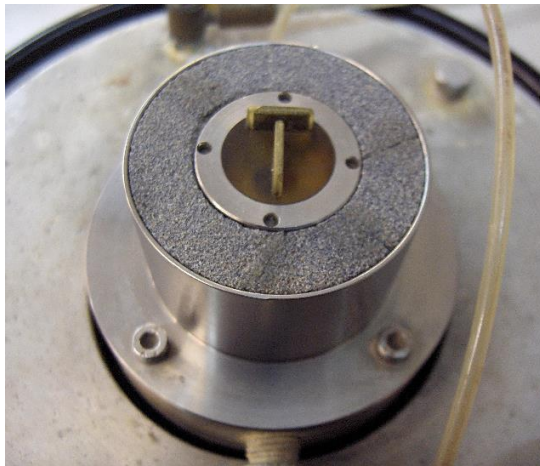


Figura 3.25 – Placa da base da câmara triaxial *stress-path*

Após a aquisição dos tempos de propagação das ondas P e S é possível determinar a velocidade de propagação das mesmas, pelo princípio base que a velocidade relaciona a distância percorrida por um corpo num determinado intervalo de tempo. A esta distância, correspondente à altura do solo ( $H$ ), é deduzido o comprimento de penetração dos elementos piezoelétricos, como representado na Figura 3.26.

$$V_{P,S} = \frac{d}{\Delta t_{P,S}} \quad (3.8)$$

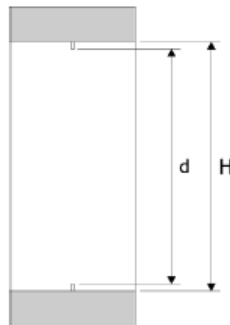


Figura 3.26 – Definição da distância percorrida pelas ondas, num provete em câmara triaxial (Ferreira, 2003)

### 3.5.4. SISTEMA DE EMISSÃO, LEITURA E REGISTO DE ESPECTROS DE ONDAS SÍSMICAS

O sistema de aquisição de ondas sísmicas é composto por 3 equipamentos fundamentais: o gerador de funções, o osciloscópio e os amplificadores de sinal. Estes definem as características das ondas sísmicas emitidas e registam os sinais de entrada e chegada das mesmas. A Figura 3.27 representa esquematicamente a ligação dos diferentes equipamentos que constituem o ensaio sísmico.

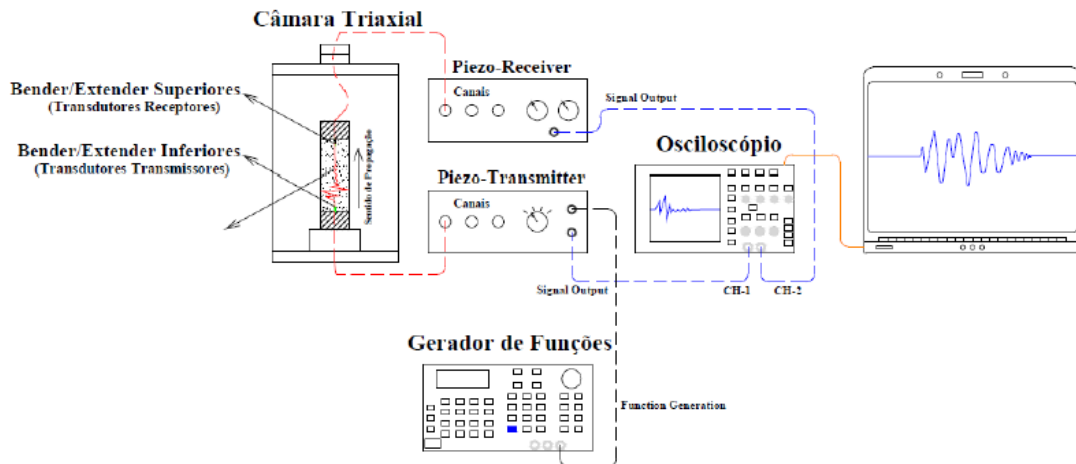


Figura 3.27 - Esquema de ligação dos equipamentos que constituem o ensaio sísmico (Pinto, 2014)

O gerador de funções (modelo TTi - *Thurlby Thandar Instruments*) permite diversas configurações do sinal a emitir, como o tipo (sinusoidal, quadrado ou rampa), o modo de emissão (contínuo ou sob forma de impulsos) e a frequência (entre 0 e 10 MHz). O sinal emitido é depois amplificado por um conjunto de amplificadores desenvolvidos pela *University of Western Australia*, permitindo uma leitura mais clara do sinal. O osciloscópio (modelo *Tektronix TDS220*) permite o registo dos sinais emitidos e recebidos e a leitura imediata do tempo que decorre entre os referidos. A Figura 3.28 apresenta o sistema de medição de ondas sísmicas utilizado. A este, é ainda acoplado um computador que, com o devido software (*WaveStar*), permite a aquisição dos dados provenientes do osciloscópio acima referido.

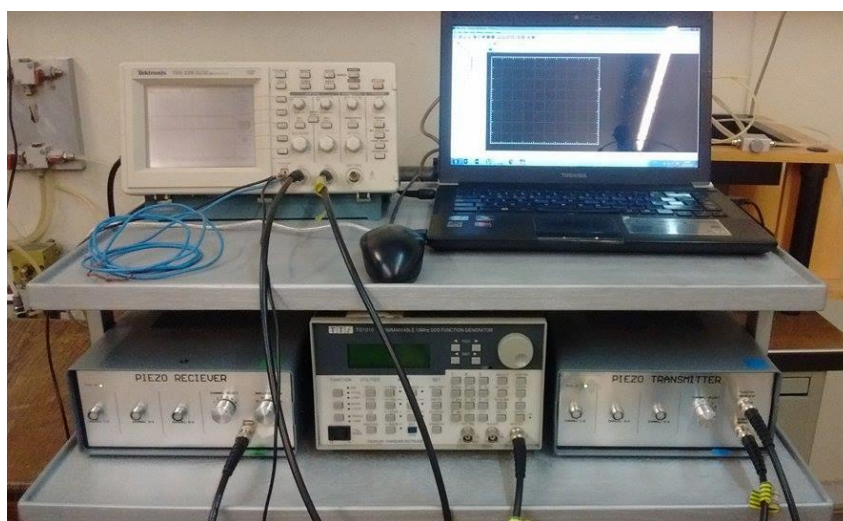


Figura 3.28 – Sistema de Medição de Ondas do LabGeo- FEUP

### 3.6. O ENSAIO TRIAXIAL

#### 3.6.1. PREPARAÇÃO E MONTAGEM DE AMOSTRAS

As amostras a ensaiar na célula triaxial foram todas preparadas com recurso à técnica de compactação ligeira em condições húmidas, *Moist Tamping*. Este método é reconhecido na preparação de provetes de solos arenosos e siltosos, com elevados índices de vazios. A moldagem do provete é feita por camadas (Figura 3.29), de forma a evitar erros grosseiros de compacidade no final da montagem. Os pesos de cada camada são previamente calculados em função do índice de vazios desejado, do teor em água, das dimensões dos provetes e do número de camadas a utilizar.



Figura 3.29 – *Moist Tamping*: colocação por camadas

As diferentes etapas de montagem de amostras encontram-se ilustradas na **Erro! A origem da referência não foi encontrada..**

O processo começa com a preparação do material, nomeadamente com o recorte do papel de filtro com em forma do *bender/extender element* e a marcação da membrana para orientação da compactação das camadas e da colocação da instrumentação interna (**Erro! A origem da referência não foi encontrada. a)**). De seguida, esta membrana é fixa ao pedestal da câmara por aplicação de 2 *o-rings*, e posteriormente ajustada no topo aquando da colocação do molde cilíndrico metálico. Entre o molde e a membrana é aplicada uma pressão de vácuo na ordem dos 0,5 bar, permitindo o contacto entre as mesmas (**Erro! A origem da referência não foi encontrada. b)**).

Ao solo seco é adicionado o teor de água desejado, homogeneizando-se a mistura a colocar no molde. Preenchidas todas as camadas e uniformizada a superfície da amostra, é colocado o bloco de topo (já contendo o papel de filtro e a pedra porosa) fixo com 2 *o-rings*, tal como no pedestal (**Erro! A origem da referência não foi encontrada. c)**). De forma a desmontar o molde metálico é retirada a sucção previamente aplicada no molde transferindo-a para o topo da câmara triaxial com um valor inferior de 0,1 bar (**Erro! A origem da referência não foi encontrada. d)**).

Retirado o molde, são determinadas 4 medidas de altura e 8 do diâmetro da amostra, e colada a instrumentação interna. A câmara triaxial é depois acoplada, enchida com água destilada e aplicada uma pressão na célula (CP) de 10 kPa, com o objetivo de retirar a sucção (**Erro! A origem da referência não foi encontrada. e)**).



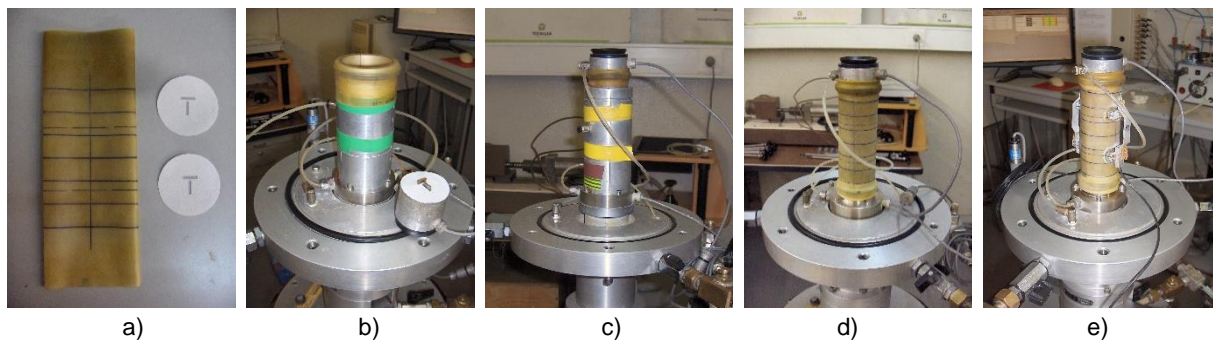


Figura 3.30 – Etapas de montagem das amostras

### 3.6.2. PERCOLAÇÃO

O objetivo da percolação é a expulsão do ar existente entre as partículas, preenchendo os vazios da amostra com água.

A percolação deverá ser realizada no sentido ascendente, aplicando uma pressão de água na base do provete, que atravessará o material todo, expelindo o ar pelo topo do mesmo. Esta deverá ser mantida até que o volume da água percolada seja equivalente ao dobro do volume de vazios:

$$V_{perc} = \frac{2 * V * e}{1 + e} \quad (3.9)$$

onde  $V_{per}$  é o volume a percolar e  $V$  o volume total da amostra.

Segundo Viana da Fonseca (1996), este processo permite obter, em materiais com permeabilidade média a elevada, graus de saturação muito próximos de 90%.

Nos ensaios realizados, foi aplicada uma pressão de 20 kPa e uma contrapressão de 10 kPa, mantendo o estado de tensão efetiva de 10 kPa, e percolado um volume de cerca 400 ml para otimização do processo da percolação. Foi ainda realizada uma percolação prévia com dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) que favorece o arraste de bolhas de ar presente nos vazios do solo, e facilita a passagem da água dentro do provete, diminuindo o tempo de execução associado a esta fase.

### 3.6.3. SATURAÇÃO

A saturação tem como objetivo a dissolução na água das bolhas de ar de menor dimensão que ainda existam na amostra, entre esta e a membrana e nas linhas de pressão do sistema, de forma a saturar a amostra.

Esta é realizada, aplicando uma pressão crescente no interior da amostra, ou seja, por aumento progressivo da contrapressão. De forma a não consolidar a amostra, este aumento de BP é acompanhado pelo aumento da pressão na célula, mantendo a tensão efetiva previamente estabelecida de 10 kPa.

Visto que o trabalho a realizar visa o estudo da dessaturação, foram aplicados diferentes valores de contrapressão, de maneira a obter diferentes graus de saturação. No entanto, em todos eles o processo de aumento da pressão decorreu a uma taxa de 50 kPa/hora, verificando que para se atingir a saturação total se teriam que aplicar pressões na ordem dos 500 kPa na amostra.

O grau de saturação pode ser medido através da determinação do parâmetro  $B$  de Skempton ou da velocidade de propagação das ondas longitudinais.

Em laboratório, o parâmetro  $B$  é determinado aplicando um aumento de pressão na célula ( $\Delta CP=30$  kPa), e com a válvula de drenagem fechada é medida a resposta em termos de pressões no provete. Assim, se se a amostra estiver saturada e sabendo que a compressibilidade do esqueleto sólido é muito superior à da água dos poros, praticamente todo o incremento de tensão total é equilibrado por meio de um excesso de pressão neutra, logo  $\Delta u \approx \Delta \sigma_3$ , advindo um parâmetro  $B$  muito próximo da unidade.

Para a realização deste trabalho foram assumidos valores mínimos de  $B \approx 0,8$  e  $V_p \approx 1400$  m/s para se atingir a condição de saturação total ( $S=100\%$ ).

#### 3.6.4. CONSOLIDAÇÃO

A fase de consolidação procura reproduzir em laboratório o estado de tensão efetiva *in situ*, de forma a que o solo se comporte o mais próximo da realidade.

As amostras ensaiadas foram consolidadas isotropicamente, o que implica que a tensão efetiva vertical de repouso ( $\sigma'_{v0}$ ) seja igual à tensão efetiva horizontal de repouso ( $\sigma'_{h0}$ ), resultando num valor do coeficiente de impulso em repouso ( $K_0$ ) unitário:

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} \quad (3.10)$$

A consolidação isotrópica em ensaios triaxiais consiste no aumento da pressão na célula, mantendo a contrapressão constante, de forma a atingir o estado de tensão efetivo desejado para a realização dos ensaios. Este aumento de pressão é aplicado linearmente ao longo do tempo (50 kPa/hora) evitando a geração de excessos de pressão neutra.

O valor de tensão efetiva de confinamento ou de consolidação ( $p'$ ) foi de 40 kPa. Esta foi calculada a partir da tensão média efetiva do solo  $\sigma'_m$ :

$$p' = \sigma'_m = \frac{\sigma'_{v0} + 2 * \sigma'_{h0}}{3} \quad (3.11)$$

A fase de consolidação é realizada em condições drenadas. Como as válvulas de pressão se encontram abertas, a amostra ao ser carregada sofre uma redução de volume, que é quantificada pelo medidor automático de volume associado ao sistema triaxial. A consolidação é tomada como finalizada quando a variação de volume passar a ser constante ao longo do tempo.

#### 3.6.5. CORTE

O corte consiste na aplicação de uma força axial que conduz o provete até à rotura. A aplicação das tensões de corte é realizada mantendo a tensão da célula constante e o seu controlo pode ser feito em termos de deformação ou tensão. O corte pode ser realizado em condições drenados ou não drenadas e sob carregamento estático ou cíclico.



Os ensaios realizados foram controlados segunda a tensão de desvio  $q'$  e foram carregados ciclicamente sob condições não drenadas, permitindo o movimento de extensão-compressão do provete e a não dissipação dos excessos de pressão neutra, expectáveis em caso de ação sísmica.

O movimento de extensão-compressão do provete durante a fase de corte, é apenas possível pela adaptação na placa de topo, à qual é instalada um anel de borracha (Figura 3.31) que permite garantir o contacto solidário entre essa placa e a placa fixa ao pistão.



Figura 3.31 – Anel de borracha usado no corte cíclico

### 3.6.6. ROTURA E DESMONTAGEM DO ENSAIO

Por último, o ensaio é dado como terminado quando se dá a anulação das tensões efetivas ou quando se obtém uma extensão axial de dupla amplitude ( $\epsilon_a^{DA}$ ) superior a 5%, condições que definem o início da liquefação em testes laboratoriais segundo Ishihara (1996).

Após a rotura do provete, a camara triaxial é desmontada tendo o cuidado de fechar as ligações do provete com o exterior, para que este não perca água e o grau de saturação medido seja o real. O solo é extraído cuidadosamente da membrana, colocado em recipientes e pesado. Estes são colocados em estufa durante pelo menos 24h e pesados novamente, permitindo o cálculo do teor de água do provete no final do ensaio.

### 3.7. DETERMINAÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO DO SOLO

De entre os métodos e técnicas referidos para a medição da sucção, optou-se pelo método das panelas de pressão para a determinação da curva de retenção. Este é um dos métodos mais correntemente usados e exprime uma trajetória de secagem, em conformidade com o processo de dessaturação.

Esta metodologia baseia-se no conceito de translação dos eixos proposta por Hilf (1956), admitindo que um incremento simultâneo na pressão do ar e na tensão total, se irá traduzir num incremento equivalente na pressão da água. O objetivo é que tais incrementos anulem a pressão na água (visto esta ser negativa em solos não saturados) e que a sucção matricial seja dada pela seguinte expressão:

$$\psi = u_a - u_w \quad (3.12)$$

Como mostra a Figura 3.32, o equipamento utilizado no método das placas de pressão consiste basicamente num contentor cilíndrico, designado de panela ou extrator, uma placa porosa com alta pressão de entrada de ar, uma fonte reguladora de pressão e acessórios de ligação e selagem.

O elemento fulcral desta metodologia assenta no funcionamento da placa porosa como uma membrana entre o ar e a água. Esta, quando saturada, não permite o fluxo de ar devido à capacidade da membrana contrátil resistir à passagem de ar. Tal possibilita a aplicação de incrementos de pressão no ar ao mesmo tempo que mantém nula a pressão na água.

A diferença entre a pressão do ar, na face superior da membrana contrátil, e a pressão da água, na face inferior da membrana contrátil, corresponde à sucção matricial. No entanto, visto que a água existente sob a placa de cerâmica é mantida em contacto com a atmosfera, implica que  $u_w = 0$  e que a sucção seja igual à pressão aplicada.

Um dos aspetos a ter em atenção é a aplicação de um nível de pressão do ar inferior ao valor de entrada do ar da placa porosa, caso contrário o ar atravessará a placa e o valor da sucção deixa de ser controlado.

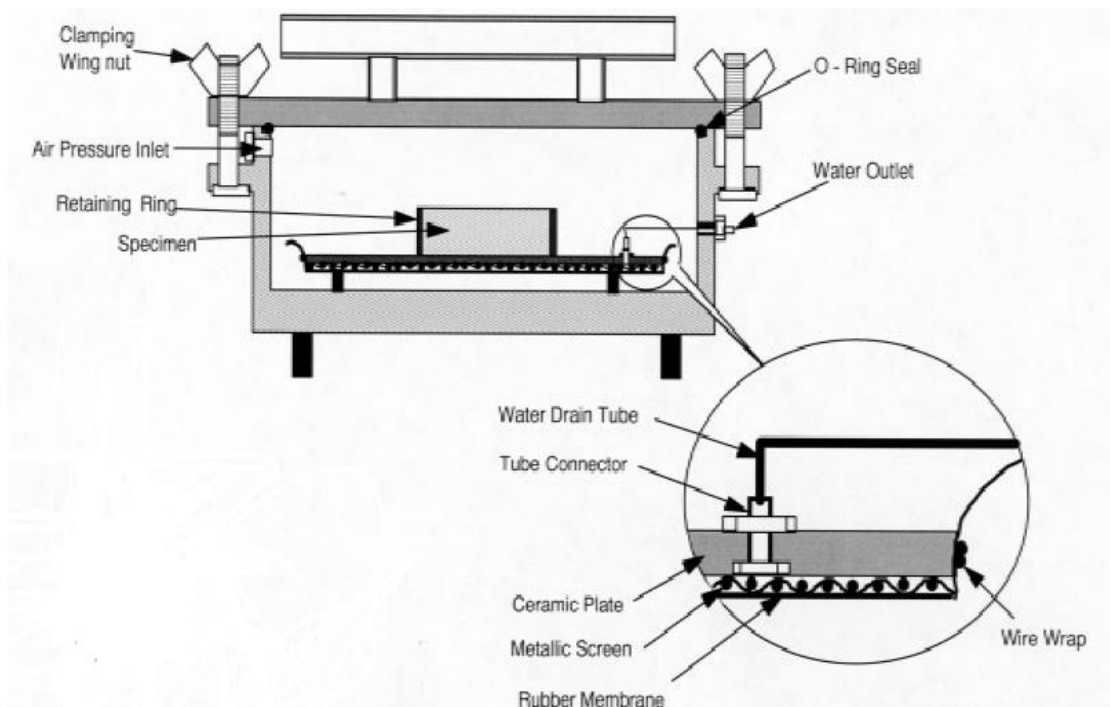


Figura 3.32 – Corte esquemático de uma panela de pressão com placas porosas de cerâmica (ASTM, 2008)

O ensaio seguiu as recomendações da norma ASTM D 6836-02 (ASTM, 2008).

As amostras foram ligeiramente compactadas no interior dos anéis de retenção, com um determinado teor de água inicial. Seguidamente foram transladadas para as placas de cerâmicas previamente saturadas. As amostras são novamente humedecidas até um grau próximo da saturação.

Após a montagem e o encerramento das panelas, é imposto um determinado valor de pressão no ar recorrendo a um compressor. A amostra liberta água até que seja atingido um equilíbrio e deixe de haver fluxo através da placa porosa. O tempo necessário para se atingir o equilíbrio depende não só da permeabilidade da placa, mas também da permeabilidade e dimensão da amostra. Este será definido posteriormente.

Atingido o equilíbrio, as panelas são abertas e as amostras pesadas, antes e após a sua colocação em estufa. Isto permite a determinação do teor de água gravimétrico correspondente ao nível de sucção aplicado.

A Figura 3.33 ilustra sinteticamente os passos intrínsecos ao método das placas de pressão.

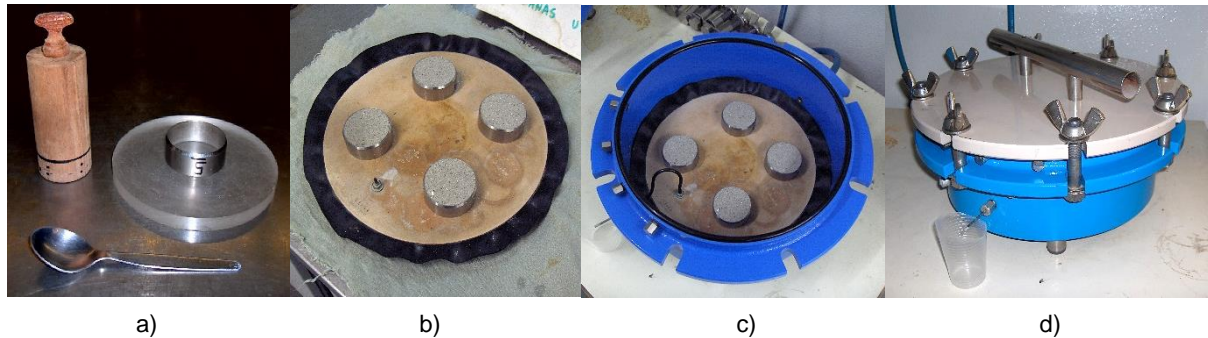


Figura 3.33 – Processos de montagem das placas de pressão: a) Montagem da amostra no anel de retenção; b) Translação das amostra para a placa porosa e respetiva saturação; c) Colocação do conjunto pedra/amostras na panela e ligação do tubo de drenagem; d) Encerramento das penelas e aplicação do escalão de pressão.

O laboratório de geotecnia da FEUP possui um conjunto de extratores de pressão da empresa *SoilMoisture Equipment Corporation*, com diferentes capacidades de pressão, nomeadamente de 5 e 15 bar. A Figura 3.34 apresenta o par de panelas utilizadas e o sistema de manómetros reguladores do ar comprimido.

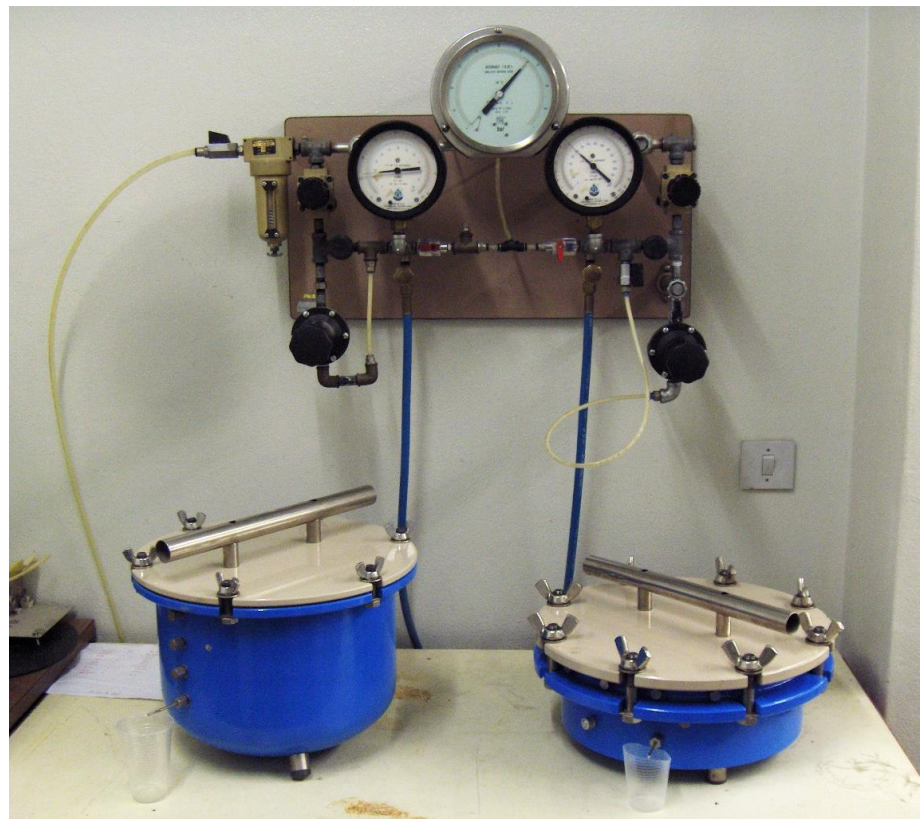


Figura 3.34 – Sistema de manómetros e placas de pressão utilizados



## 4

## APRESENTAÇÃO E INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS

## 4.1. CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL

## 4.1.1. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

A curva granulométrica da areia de Aveiro encontra-se representada na Figura 4.1.

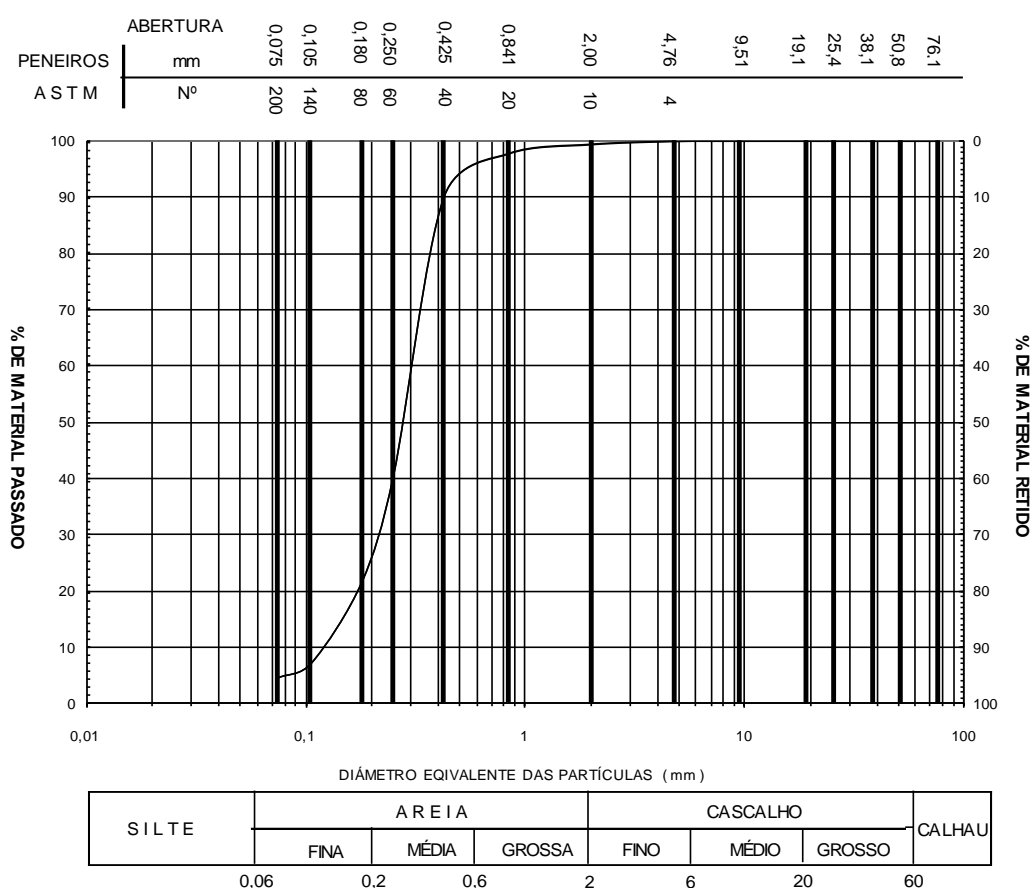


Figura 4.1 – Curva granulométrica da areia de Aveiro

Por observação da curva granulométrica, pode verificar-se que o solo é constituído essencialmente por areia, contendo apenas uma fração de finos de aproximadamente 5%, justificando a opção por uma análise granulométrica apenas por peneiração.

De modo a classificar a graduação do solo, calculou-se o coeficiente de uniformidade,  $C_u$  e o coeficiente de Curvatura,  $C_c$ , de acordo com as expressões seguintes:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (4.1)$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}} \quad (4.2)$$

em que  $D_{10}$ ,  $D_{30}$ ,  $D_{60}$  são, respetivamente, o diâmetro efetivo para o qual é passado 10%, 30% e 60% do material.

Os valores obtidos foram os seguintes:  $C_c=2,31$  e  $C_u=1,24$  com  $D_{10}=0,13\text{mm}$ ,  $D_{30}=0,22\text{mm}$  e  $D_{60}=0,30\text{mm}$ . Segundo a Classificação Unificada este solo é classificado como SP – Areia mal graduada.

Por outro lado, quando comparada com as faixas propostas por Tsuchida (1971) referidas em 2.2.2.1., a curva granulométrica da areia de Aveiro encontra-se dentro dos limites granulométricos de solos suscetíveis a desenvolverem liquefação.

#### 4.1.2. PESO VOLÚMICO DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS

Os resultados dos dois ensaios de determinação da densidade das partículas sólidas realizados foram de 2,669 e 2,668, resultando num  $G_s$  médio de 2,67.

O valor obtido está em conformidade com aquele obtido por Pinto (2014) para a amostra com a exclusão das conchas, pelo qual se utilizará este valor como referência para o cálculo do índice de vazios no tratamento de dados nos ensaios triaxiais e de medição de sucção.

#### 4.1.3. OUTRAS PROPRIEDADES DO SOLO E QUADRO RESUMO

Relativamente ao índice de vazios escolhido para a preparação das amostras por *Moist Tamping* ( $e_{MT}$ ) optou-se por um valor de 0,8, próximo do índice de vazios máximo, de forma a permitir a montagem de amostras por compactação ligeira com 5% de água e garantir que estas liquefaçam para baixos valores de CSR e baixas frequências de aplicação de carga. Para além disso, Pinto (2014) comprovou que para índices de vazios de montagem entre 0,75 e 0,95, no final da consolidação o índice de vazios tendia sempre para um valor próximo de 0,75.

Considerando os índices de vazios máximo e mínimo obtidos por Pinto (2014), foi ainda calculado o índice de compacidade para o índice de vazios da montagem, obtendo-se um valor de 22,85% o que reforça que se tratam de amostras soltas.

Na Tabela 4.1 é apresentado um quadro resumo com todas as propriedades e grandezas físicas referentes ao solo em estudo.

Tabela 4.1 – Propriedades físicas do solo

<b><math>C_u</math></b>	1,24
<b><math>C_c</math></b>	2,31
<b>Classificação Unificada</b>	SP Areia mal graduada
<b><math>G_s</math></b>	2,67
<b><math>\gamma_s</math></b>	26,19 kN/m <sup>3</sup>
<b><math>e_{MT}</math></b>	0,80
<b><math>D_R</math></b>	22,85 %

## 4.2. DETERMINAÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO

### 4.2.1. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Como foi referido na secção 3.7. , a determinação da curva de retenção do solo foi obtida recorrendo ao método das placas de pressão.

Os valores de tensões aplicadas foram de 4, 8, 20, 32 e 60 kPa para o extrator de menor capacidade e de 100, 200, 400, 600 e 700 kPa para o extrator de maior capacidade, recorrendo a 3 placas porosas distintas com pressões de entrada de ar de 1, 3 e 15 bar. O tempo necessário para se atingir o equilíbrio interno de pressões foi definido tendo em conta estudos anteriores (Topa Gomes, 2009 e Raposo, 2016), sendo estipulado um período de 7 dias para aplicação das tensões.

No total foram preparados 40 provetes devido à impossibilidade de utilização da mesma amostra para os diversos níveis de sucção. Apesar do confinamento conferido pelo anel, observou-se a libertação de material no topo e base do provete após a secagem em estufa. Tal implica a perda de contacto entre o solo e a pedra porosa nos patamares seguintes de tensão, provocando a inutilização da amostra.

Todas as amostras foram preparadas recorrendo à técnica de *Moist Tamping* com um teor de água de 5%, e um índice de vazios de 0,80, a que corresponde uma densidade relativa de aproximadamente 23%.

A Figura 4.2 apresenta a curva de retenção obtida a partir do método das placas de pressão. A cada nível de sucção corresponde um ponto representativo da média do teor de água gravimétrico de 4 provetes ensaiados.

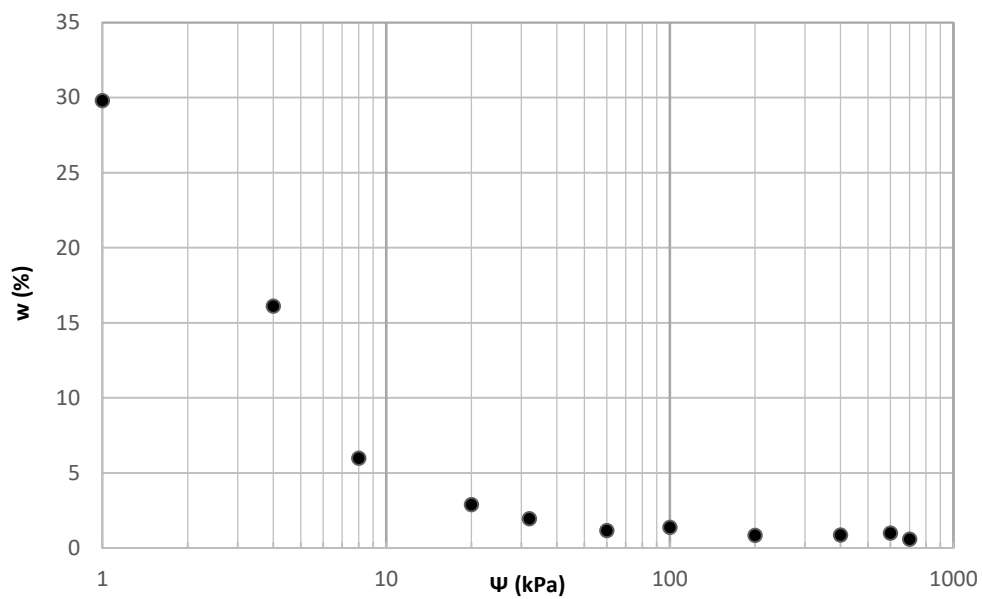


Figura 4.2 – Curva de retenção obtida com recurso às placas de pressão

Visto que as equações teóricas de ajuste da curva de retenção relacionam a sucção com o teor em água volumétrico, é apresentada na Figura 4.3 a curva experimental modificada tendo em conta as variações volumétricas. Neste caso, cada ponto representa o teor de água individual de cada amostra e não a média dos mesmos, proporcionando um ajuste mais preciso.

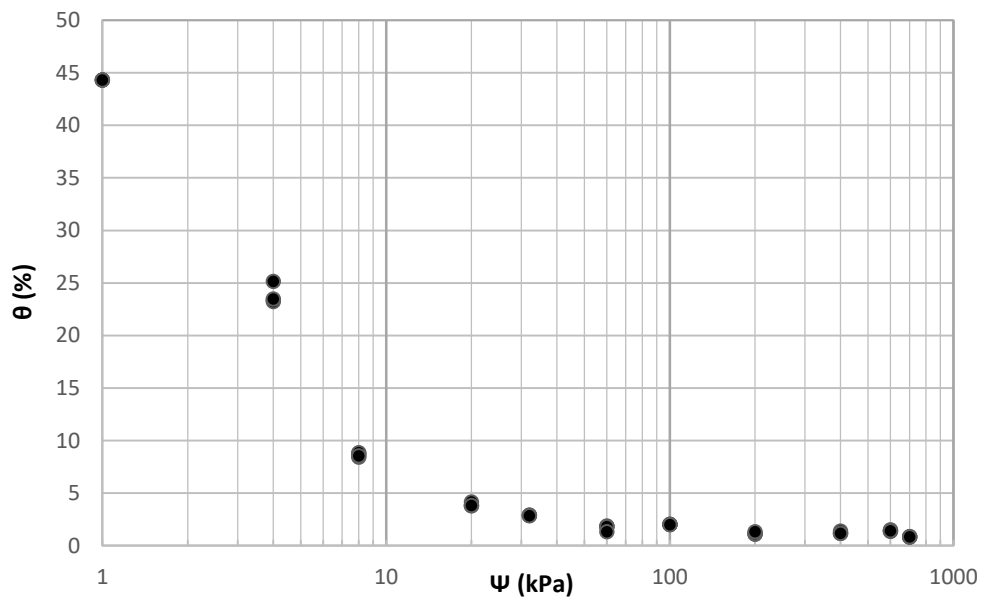


Figura 4.3 – Curva de retenção em função do teor de água volumétrico



Tendo como referência a Figura 2.26 apresentada na secção 2.6.3, a curva de retenção associada aos solos granulares apresenta uma histerese menos pronunciada e uma amplitude e valores mais reduzidos de sucções e do teor em água volumétrico devido à maior dimensão das partículas e menor plasticidade. Assim, é de esperar que a curva obtida por uma trajetória de secagem (apresentada na Figura 4.3) seja semelhante à curva que se obteria numa trajetória de molhagem.

#### 4.2.2. AJUSTE DAS EQUAÇÕES DE PREVISÃO DA CURVA DE RETENÇÃO

O pretendido com este ajuste das equações de previsão da curva de retenção é a obtenção de um modelo matemático que traduza o comportamento médio do solo em estudo. A Figura 4.4 retrata a aproximação dos dados experimentais às seis equações apresentadas em 2.6.4., resultado de um processo iterativo com base no método dos mínimos quadrados.

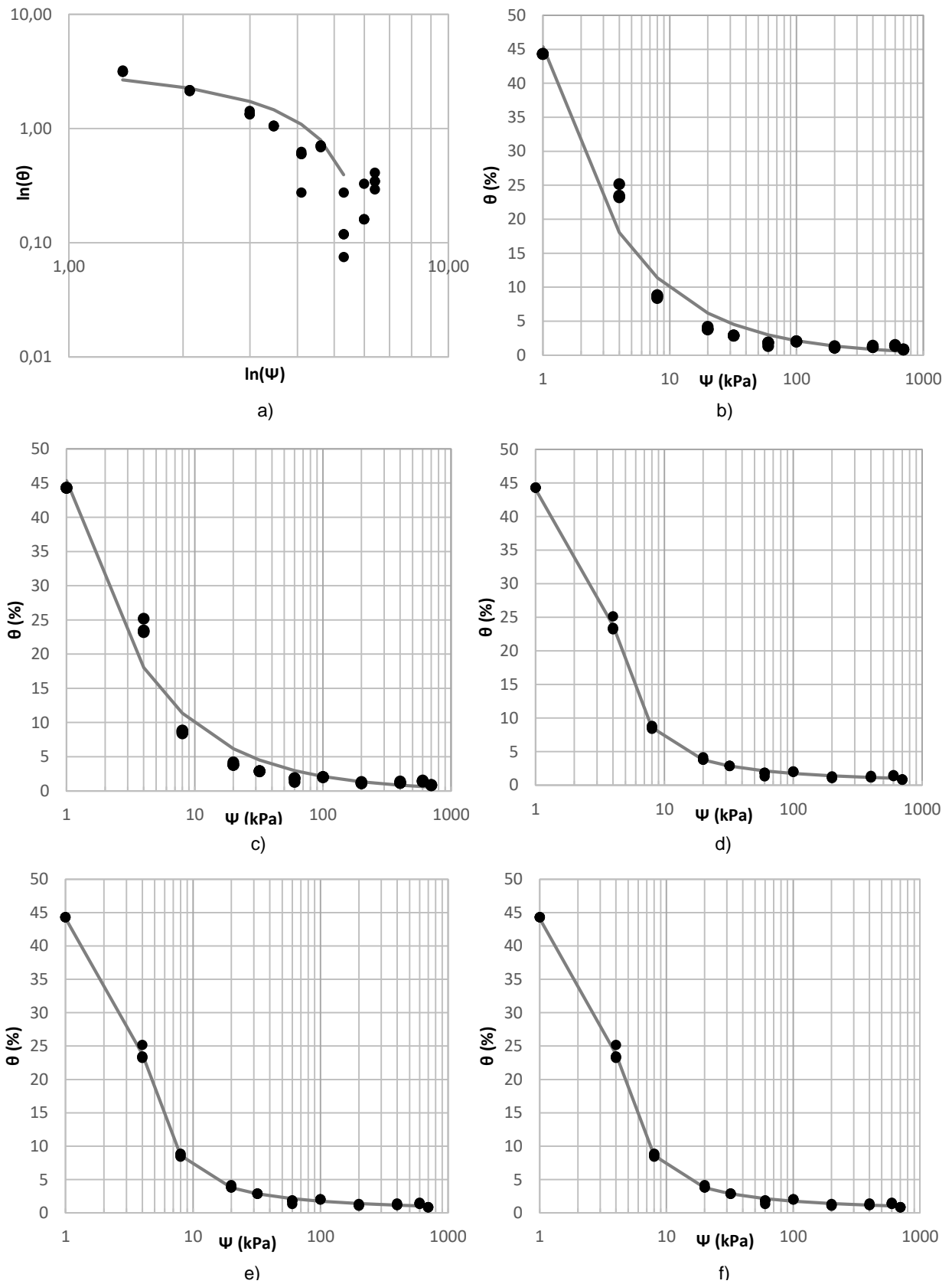


Figura 4.4 – Ajuste dos dados experimentais às equações propostas por: a) Williams et al. (1983); b) Gardner (1958); c) Brooks & Corey (1964); d) Fredlund & Xing (1994); e) Van Genuchten (1980); f) Fredlund & Xing (1994)

A Tabela 4.2 apresenta o valor dos parâmetros de ajuste para cada uma das equações propostas bem como o somatório dos erros quadrados associados ao respetivo ajuste.

Tabela 4.2 – Parâmetros de ajuste das curvas de retenção e somatório dos desvios entre os resultados

Williams et al. (1930)	Gardner (1958)	Brooks & Corey (1964)	Fredlund & Xing (1994)	Van Genuchten (1980)	Fredlund & Xing (1994)
<b>a</b> 5,977	<b>a</b> 0,932	<b>a</b> 1,036	<b>a</b> 3,177	<b>a</b> 0,005	<b>a</b> 3,177
<b>b</b> 1,723	<b>b</b> 0,666	<b>b</b> 0,666	<b>b</b> 4,083	<b>b</b> 5,265	<b>b</b> 4,083
	<b><math>\theta_r</math></b> 0,000	<b><math>\theta_r</math></b> 0,000	<b>c</b> 1,220	<b>c</b> 0,296	<b>c</b> 1,220
				<b><math>\theta_r</math></b> 1,424	<b><math>\theta_r</math></b> 0,000
<b><math>\Sigma\Delta^2</math></b> 6,072	<b><math>\Sigma\Delta^2</math></b> 211,421	<b><math>\Sigma\Delta^2</math></b> 211,421	<b><math>\Sigma\Delta^2</math></b> 5,137	<b><math>\Sigma\Delta^2</math></b> 9,975	<b><math>\Sigma\Delta^2</math></b> 5,137

Evidencia-se um bom ajuste das curvas numéricas aos resultados experimentais, o que exprime uma certa adequação dos métodos utilizados para a determinação da curva de retenção do solo e dos tempos de realização dos ensaios.

Como esperado, as equações com maior número de variáveis ajustam-se melhor aos dados experimentais, com a exceção da curva proposta por Williams et al. (1983), que devido a uma alteração de eixos, não é comparável com as restantes. A proposta de Fredlund & Xing (1994) é tomada como a mais apropriada em termos de qualidade de ajuste, não havendo grande disparidade entre a equação com 3 e 4 variáveis, visto que o teor em água residual ao ser nulo torna as equações formalmente idênticas.

Um dos aspetos a inferir denota que as maiores discrepâncias entre as duas metodologias, experimental e empírica, se verifica para baixos níveis de sucção, produto do desfasamento dos resultados laboratoriais para sucções até à entrada de ar. Consequentemente, justificar-se-ia a realização de testes complementares até ao nível da sucção em questão.

No entanto, apesar de várias publicações apontarem o processo das placas de pressão como adequado para sucções entre 0 e 1500 kPa, Topa Gomes (2009) defende que o método dificilmente conduz a curvas de retenção bem definidas para as gamas de sucção inferiores a 10 kPa. Para sucções inferiores a este valor são normalmente utilizadas placas de sucção. Tais ensaios não foram realizados devido à indisponibilidade do equipamento.

### 4.3. ENSAIOS TRIAXIAIS

#### 4.3.1. PLANO DE ENSAIOS

No total foram realizados 11 ensaios triaxiais, onde a metodologia de saturação diferiu de ensaio para ensaio, dependendo do grau de saturação pretendido. Esta foi controlada recorrendo ao parâmetro  $B$  de Skempton e à medição de ondas sísmicas longitudinais após cada fase de ensaio.

Todos os provetes ensaiados foram isotropicamente consolidados, sujeitos a corte cíclico não drenado, com ciclos de compressão-extensão e providos de instrumentação interna e externa para controlo de deformação. A obtenção da deformação volumétrica e axial permitiram calcular o índice de vazios ao

longo do ensaio. Os cálculos e correções efetuadas no tratamento dos dados dos ensaios triaxiais encontram-se expostos no Anexo 1

A Tabela 4.3 retrata sucintamente o plano dos ensaios realizados.

Tabela 4.3 - Ensaios triaxiais realizados

Ensaio	Montagem		CO <sub>2</sub>	Perco- -lação	Saturação	
	e <sub>i</sub>	w (%)			σ <sub>s</sub> (kPa)	
TXSP0	0,775	4,981	✓	✓	✓	300
TXSP1	0,773	4,873	✓	✓	✓	500
TXSP2	0,768	4,883	✗	✗	✗	-
TXSP3	0,728	9,848	✗	✗	✗	-
TXSP4	0,758	5,020	✗	✓	✗	-
TXSP5	0,760	4,873	✓	✓	✓	100
TXSP6	0,762	4,715	✓	✓	✓	150
TXSP7	0,765	4,792	✓	✓	✓	300
TXSP8	0,779	4,818	✓	✓	✓	500
TXSP9	0,749	4,820	✓	✓	✓	500
TXSP10	0,739	4,814	✓	✓	✓	500

Nota: e<sub>i</sub> – Índice de vazios após montagem; w – teor de água real; σ<sub>s</sub> – pressão de saturação; ✓ – realizado; ✗ – não realizado.

O valor da tensão de desvio cíclica foi calculado de acordo com a caracterização sísmica do local presente na secção 3.1.3. O CSR<sub>TX</sub> base (σ<sub>d</sub> = 20 kN) foi escolhido visto a ação sísmica tipo 2 ser a mais condicionante. A aplicação de outros valores de CSR<sub>TX</sub> teve como objetivo a construção de um gráfico, cujas diferentes curvas correlacionassem a razão de ação cíclica com o número de ciclos necessários para a ocorrência de liquefação segundo diferentes graus de saturação.

#### 4.3.2. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Seguidamente serão apresentados os resultados obtidos para cada ensaio triaxial individual e posteriormente será feita a análise conjunta dos resultados experimentais.

Para o tratamento dos dados experimentais, foi considerado como critério de liquefação a anulação das tensões efetivas e/ou a aquisição de uma extensão axial para amplitude dupla superior (ε<sub>a</sub><sup>DA</sup>) a 5%. Este ultimo critério foi avaliado graficamente pelas relações ε<sub>a</sub>-q, como exemplificado na Figura 4.5, mas apenas representado nos gráficos dos ciclos devido ao efeito da escala. Será ainda referenciado o ciclo onde é atingida uma deformação axial para amplitude dupla de 1% de forma a definir uma tendência do comportamento de deformação da areia.

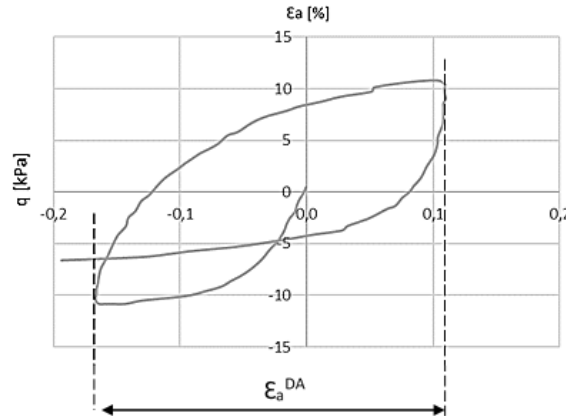


Figura 4.5 – Representação gráfica de uma extensão axial de amplitude dupla num ciclo de um carregamento cíclico

Nos gráficos de trajetórias de tensões serão representadas as envolventes de resistência do estado crítico obtidas por Pinto (2014). No entanto, o valor do ângulo de atrito a volume constante obtido ( $32,3^\circ$ ) por Pinto (2014), foi obtido através de ensaios monotónicos de compressão, pelo que é apenas apresentada a envolvente de compressão.

Para a correta apresentação da envolvente de compressão no gráfico  $p'-q$ , foi necessário calcular o parâmetro  $M$ : razão de tensões no estado crítico ou ainda o declive da linha de estado crítico. Este pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$M = \frac{6 * \text{sen}\phi_{cv}}{3 - \text{sen}\phi_{cv}} \quad (4.3)$$

#### 4.3.2.1. Apresentação Individual dos Resultados

- TXSP0

O primeiro ensaio foi realizado com o objetivo de verificar o fenómeno de liquefação para uma amostra completamente saturada sob carregamento cíclico característico. No entanto este ensaio não foi finalizado. Devido à má calibração do transdutor BP, responsável pelo controlo de pressões dentro amostra, a tensão efetiva anulou-se durante o processo da saturação, levando ao colapso da amostra.

- TXSP1

De forma a obter resultados para uma amostra saturada, realizou-se o presente ensaio, com as mesmas condições iniciais que o anterior. A saturação total foi alcançada para uma pressão de 500 kPa, sendo atingida a liquefação por anulação das tensões efetivas ao 4º ciclo de carregamento. O ensaio TXSP1 não foi provido de instrumentação interna, tendo-se recorrido ao LVDT externo para controlo de deformação. A Figura 4.6 apresenta a evolução da tensão de desvio, tensão efetiva média, excessos de pressão neutra e deformação axial ao longo da fase de corte.

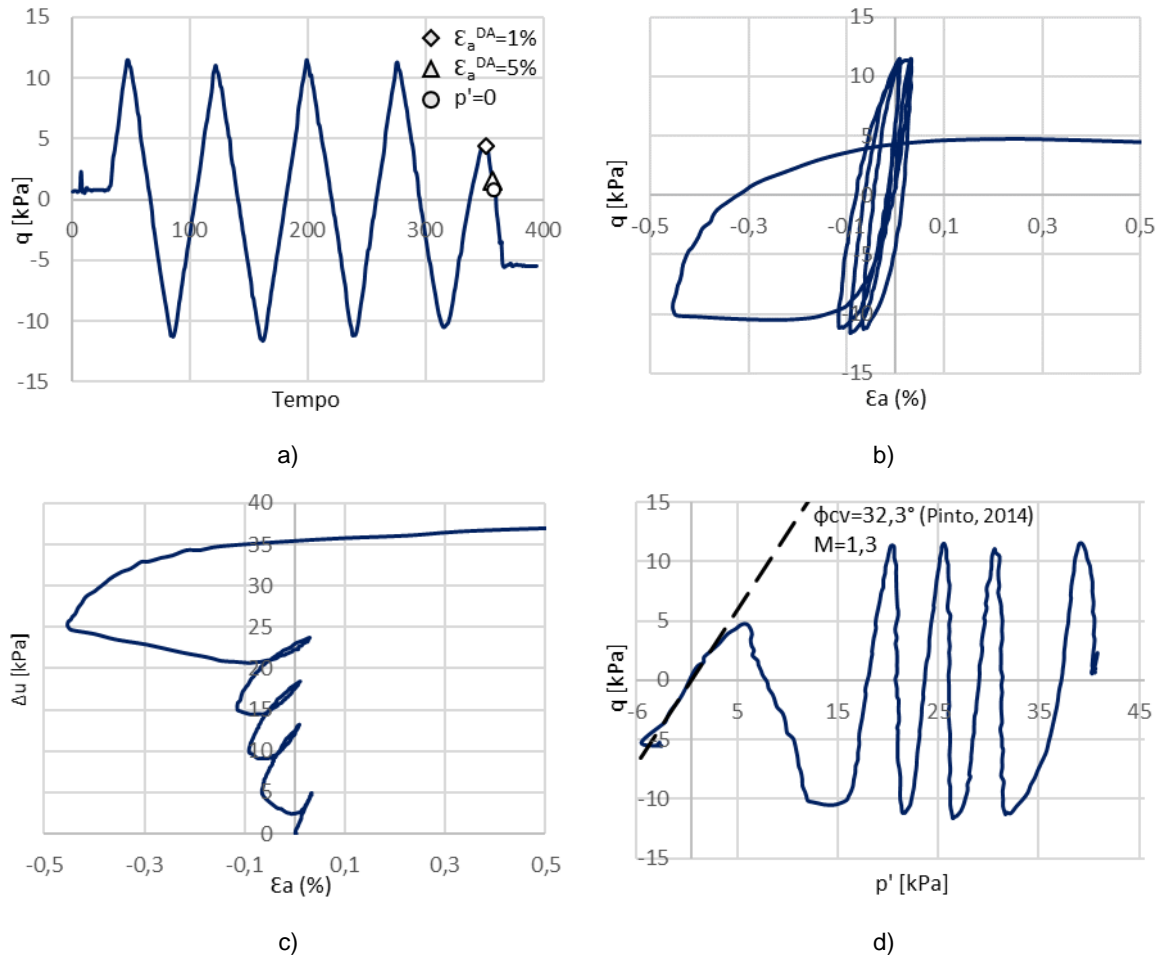


Figura 4.6 – Resultados ensaio TXSP1: a) ciclos; b) relação  $\varepsilon_a$ - $q$ ; c) relação  $\varepsilon_a$ - $\Delta u$ ; d) relação  $p'$ - $q$ .

A fase de saturação deste ensaio foi realizada por escalões, permitido a aquisição de um grande número de dados referentes ao parâmetro B e à velocidade das ondas sísmicas. Estes dados permitiram traçar as curvas de evolução da velocidade da onda P segundo o parâmetro B e o coeficiente de Poisson (Figura 4.7).

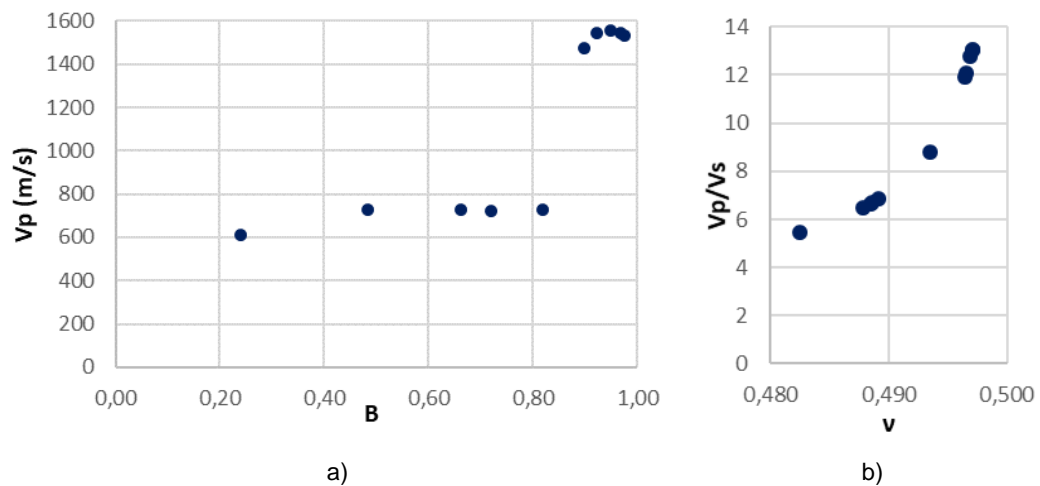


Figura 4.7 – Curvas: a) B- $V_p$ ; b)  $v$ -  $V_p/V_s$

- TXSP2 e TXSP3

Os ensaios TXSP2 e TXSP3 foram executados sem a realização das fases de percolação e saturação. O seu interesse estaria em averiguar se o nível de saturação induzido unicamente pelo teor de água de montagem era suficiente ou não para impedir a liquefação. Assim para um teor de água inicial de 5 e 10% foram obtidos níveis de saturação de 17 e 37%, respetivamente. Em nenhum dos ensaios se observou o fenómeno de liquefação. Após 3 dias sob a carregamento cíclico, as amostras não atingiram o patamar de anulação de tensões efetivas (Figura 4.8) nem extensão axial em dupla amplitude superior a 5%, tendo-se dado os ensaios por concluídos.

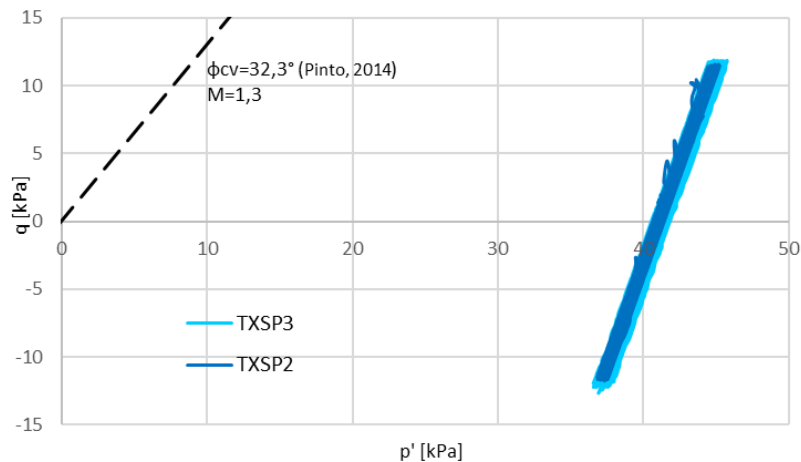


Figura 4.8 - Relação  $p'$ - $q$  nos ensaios TXSP2 e TXSP3

- TXSP4

De seguida, foi testada uma amostra que sofreu percolação, mas desprovida da fase de saturação. Esta, apesar de alcançar um grau de saturação de 84%, não liquefez. A extensão axial máxima em dupla amplitude foi de 1% e apesar de um aumento inicial da pressão neutra até 3 kPa, esta volta a reduzir, sendo atingido um novo estado de equilíbrio por parte do provete (Figura 4.9). Após 2 dias de carregamento cíclico, o ensaio foi dado como terminado.

O presente ensaio e todos os que serão futuramente apresentados foram munidos de instrumentação interna para controlo de deformação.

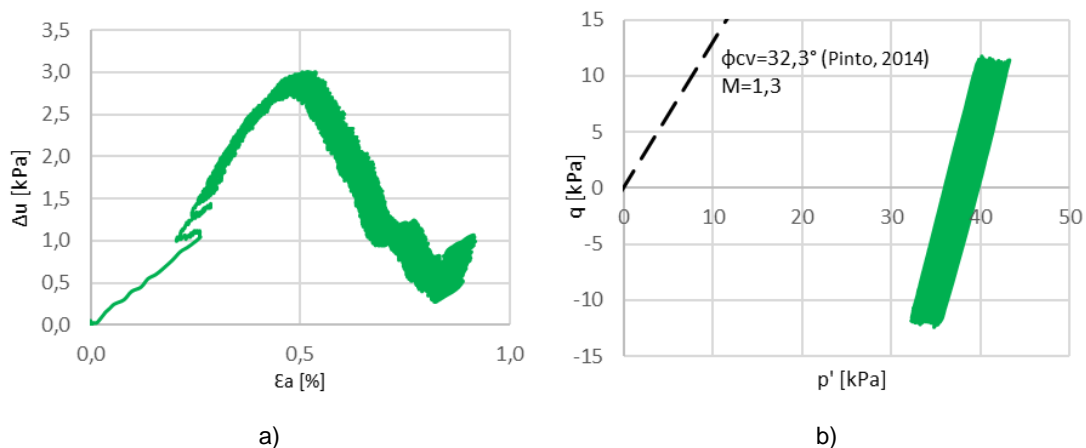


Figura 4.9 – Ensaio TXSP4: a) relação  $\varepsilon_a$ - $\Delta u$ ; b) relação  $p'$ - $q$

- TXSP5

Nos restantes ensaios procurou-se aumentar os níveis de saturação para perceber até que ponto era possível impedir a liquefação mesmo com elevados graus de saturação. Esta informação é importante uma vez que na aplicação em campo geralmente não é possível reduzir substancialmente o grau de saturação. Assim procedeu-se às habituais fases de preparação do provete no ensaio triaxial descritas em 3.6.: percolação com CO<sub>2</sub>, percolação com água, e saturação até tensões mais baixas que o normal uma vez que não se pretendia a saturação total. Assim, o grau de saturação em cada amostra dependerá do nível de pressão de saturação aplicada.

O presente ensaio foi saturado a uma contrapressão de 100 kPa, resultando num grau de saturação  $S=91\%$ . Como seria de esperar, para as mesmas condições de carregamento cíclico, o número de ciclos efetuados até à liquefação no ensaio não saturado TXSP5 ( $n^\circ$  ciclos=7,5) é superior ao obtido no ensaio saturado TXSP1 ( $n^\circ$  ciclos=4). De referir, que durante o corte cíclico do ensaio em questão foram atingidos os limites impostos para o LVDT da camara triaxial pelo que o ensaio foi parado e retomado de seguida o que explica o patamar apresentado na Figura 4.10.a). Verificou-se posteriormente que, em termos das condições que ditam a existência de um fenómeno de liquefação, foi primeiramente atingida uma extensão axial em dupla amplitude de 5% do que a anulação das tensões efetivas.

A Figura 4.10 apresenta a evolução das pressões e extensões ao longo da fase de corte.

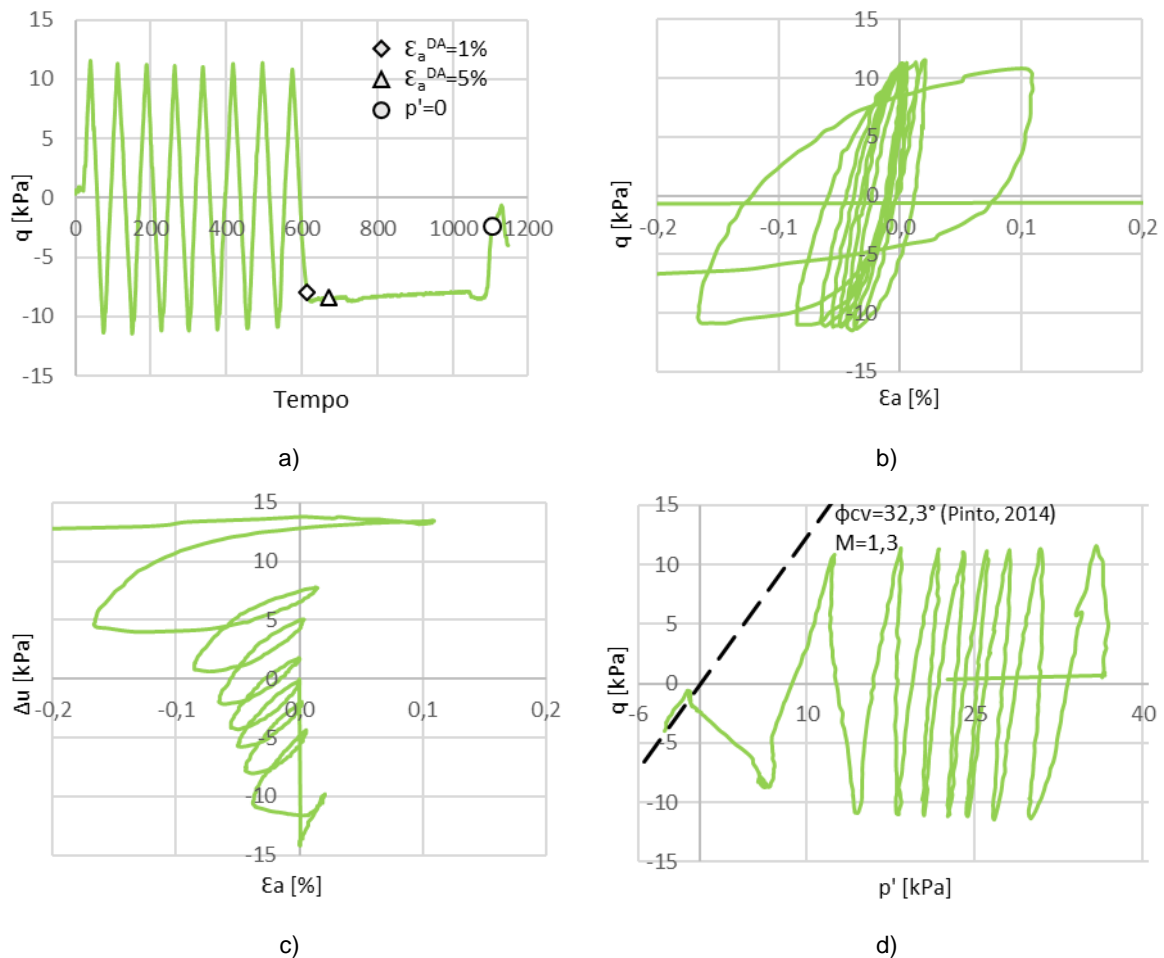


Figura 4.10 - Resultados ensaio TXSP5: a) ciclos; b) relação  $\epsilon_a$ - $q$ ; c) relação  $\epsilon_a$ - $\Delta u$ ; d) relação  $p'$ - $q$ .



### • TXSP6

Neste ensaio pretendeu-se alcançar um grau de saturação ainda maior que o ensaio anterior, aplicando uma contrapressão de saturação de 150 kPa, decorrendo um grau de saturação de 94%. Foi observado o fenómeno da liquefação para um número de ciclos de 8,5. Os resultados encontram-se ilustrados na Figura 4.11.

Visto que o valor de saturação no presente ensaio é superior ao anterior, o número de ciclos expectável até à rotura do provete deveria ser inferior, o que não acontece. Uma possível justificação assenta no facto do número de ciclos obtidos para o ensaio 6 ser um resultado anómalo ou então que o alcance dos limites mecânicos do LVDT no ensaio anterior, interferiu e reduziu o numero de ciclos que a amostra suportaria até atingir o estado de liquefação.

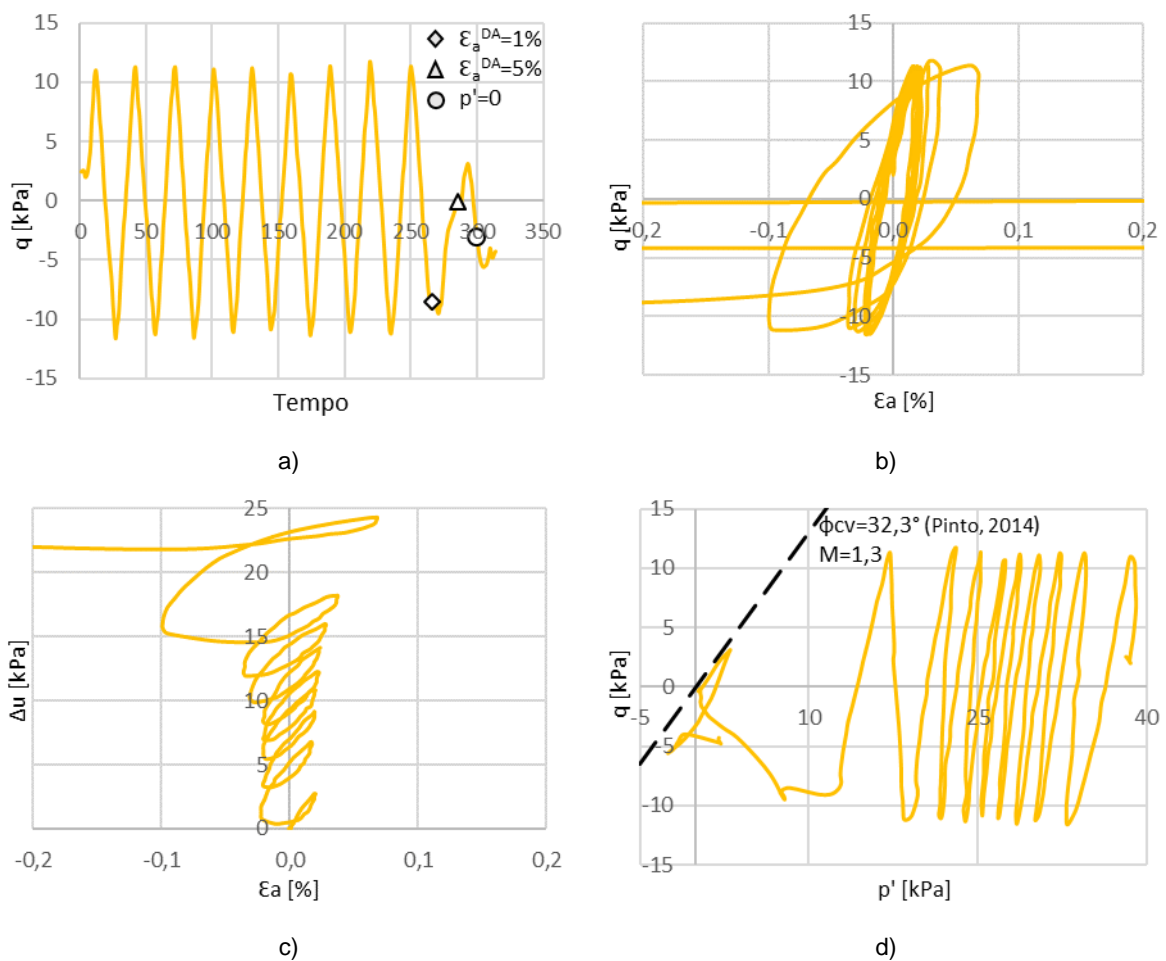


Figura 4.11 - Resultados ensaio TXSP6: a) ciclos; b) relação  $\varepsilon_a$ - $q$ ; c) relação  $\varepsilon_a$ - $\Delta u$ ; d) relação  $p'$ - $q$

### • TXSP7

O presente ensaio visava averiguar o fenómeno de dessaturação na liquefação para uma amostra sujeita a um novo valor de carregamento cíclico. Este carregamento ( $\Delta F = 15$  kN), foi tomado como inferior ao característico ( $\Delta F = 20$  kN), de forma a induzir um maior número de ciclos até à rotura do provete, uma vez que o ensaio TXSP1 liquefez para um número reduzido de ciclos.

No entanto, apesar de ser aplicada uma carga inferior, o número de ciclos não aumentou devido a uma falha de equipamento. O provete foi saturado a uma pressão de 300 kPa, obtendo níveis de saturação de 87%. No entanto, durante a aplicação destas tensões, ocorreu novamente a descalibração do transdutor BP, que levou ao colapso parcial da amostra. As pressões aplicadas no topo da amostra foram insuficientes para manter uma tensão efetiva de 10 kPa, o que levou à parte superior do provete a assentar e a fletir significativamente.

Apesar da invalidade dos resultados, decidiu-se levar a cabo o corte do ensaio. A evolução da tensão de desvio, tensão efetiva média, excessos de pressão neutra e deformação axial ao longo da fase de corte encontram-se apresentados na Figura 4.12.

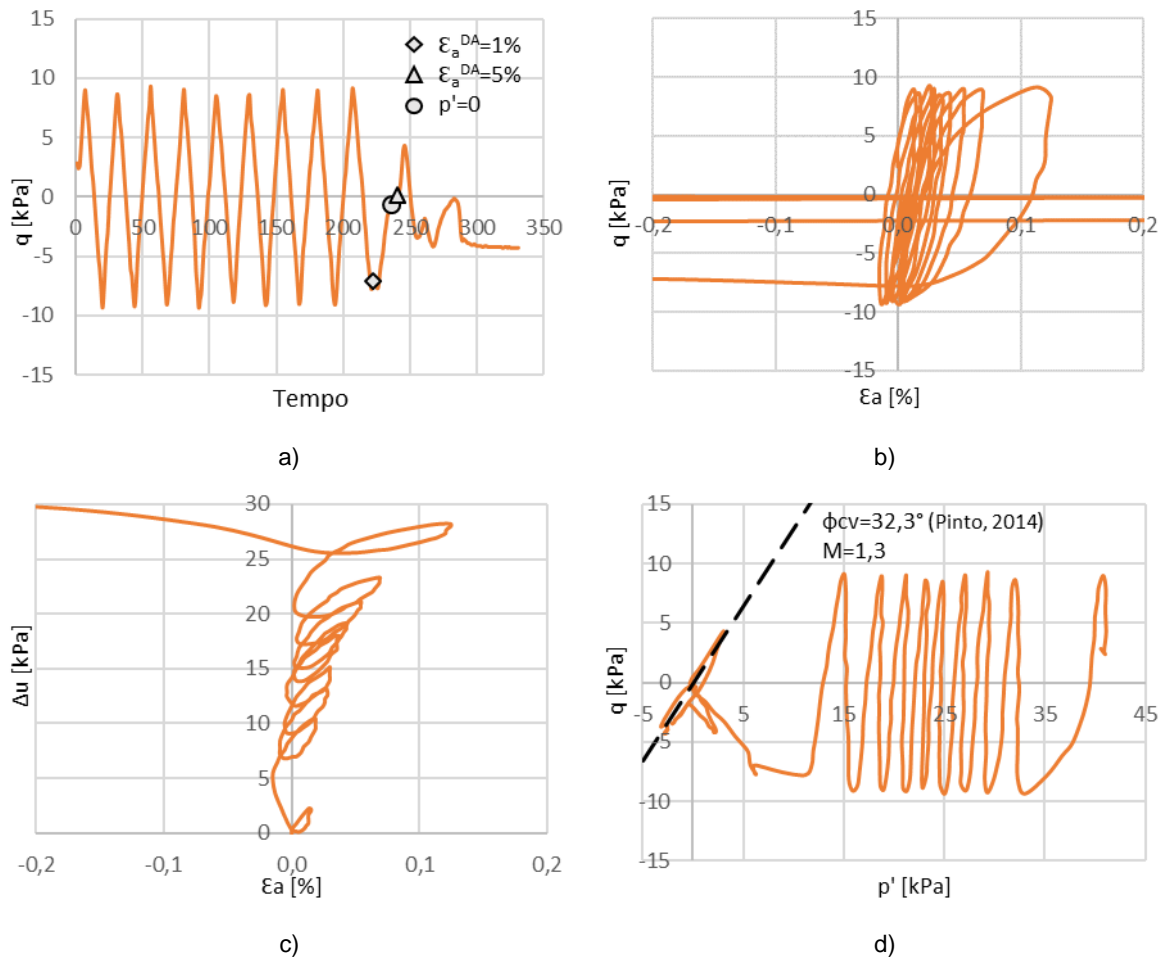


Figura 4.12 - Resultados ensaio TXSP7: a) ciclos; b) relação  $\epsilon_a$ - $q$ ; c) relação  $\epsilon_a$ - $\Delta u$ ; d) relação  $p'$ - $q$

- TXSP8

De forma a testar o novo valor de carregamento cíclico foi realizado o ensaio 8, onde foram aplicadas pressões de 500 kPa na fase de saturação de forma a garantir o estado de total saturação do provete.

Contudo, durante a fase de preparação do ensaio para o corte, ocorreu um imprevisto. O programa de controlo de pressões TRIAX desligou-se três vezes, levando à impossibilidade de controlo das pressões, que juntamente com o facto da válvula de drenagem da amostra se encontrar aberta, levou à percolação

de grandes volumes de água para fora da mesma. Estes acontecimentos levaram à sobreconsolidação da amostra. O número de ciclos de carregamento até à ocorrência do fenómeno de liquefação foi elevado, pois como já foi referido na secção 2.2, a história de tensões de um solo é um critério condicionante da suscetibilidade à liquefação.

Os resultados obtidos são apresentados na Figura 4.13.

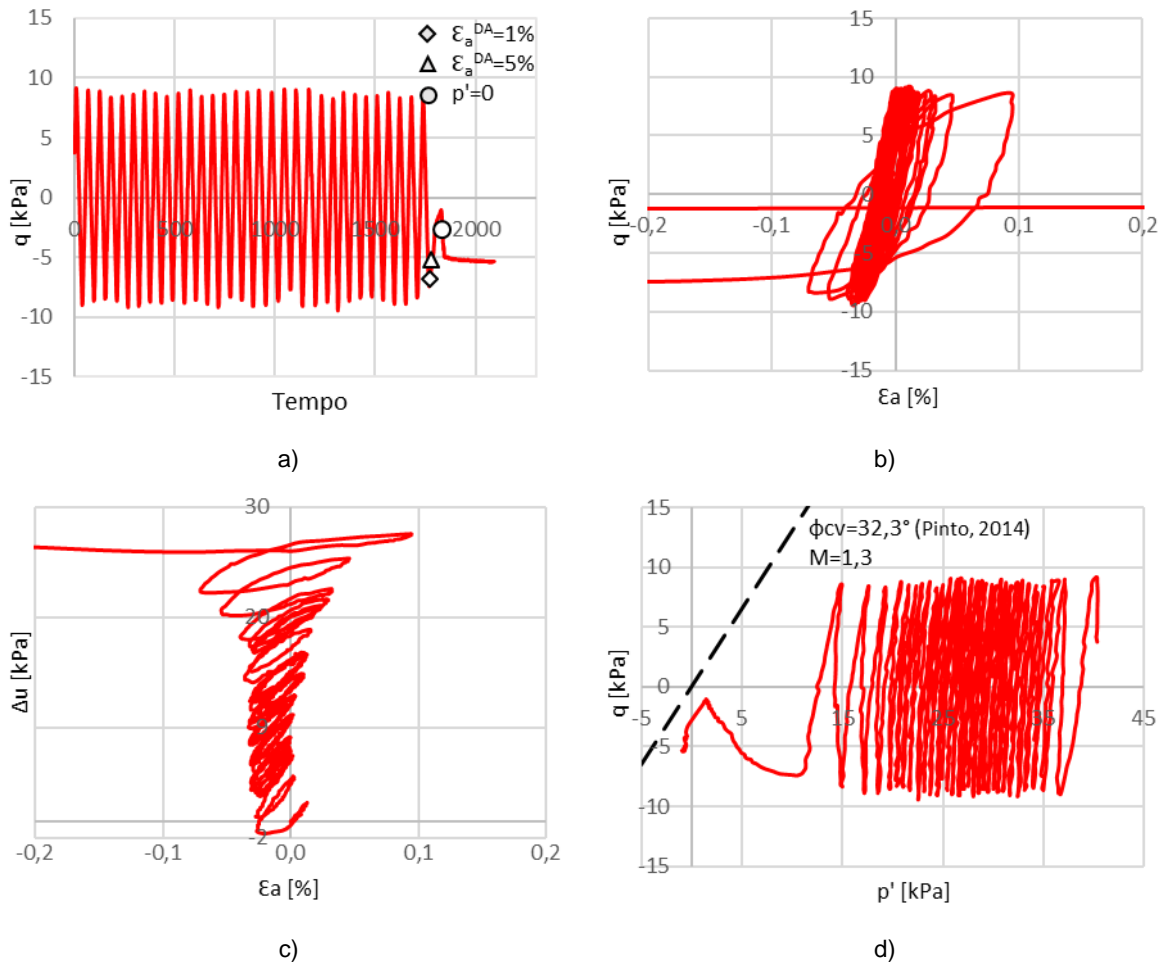


Figura 4.13 - Resultados ensaio TXSP8: a) ciclos; b) relação  $\epsilon_a$ -q; c) relação  $\epsilon_a$ - $\Delta u$ ; d) relação  $p'$ -q

- TXSP9

De forma a obter resultados do fenómeno de liquefação para uma amostra saturada, normalmente consolidada, para carga cíclica de 15 kN, foi repetido o ensaio anterior. O ensaio 9, com as mesmas condições iniciais e de saturação que o anterior, decorreu sem quaisquer problemas, realizando 16 ciclos de carga-descarga até à ocorrência de liquefação.

A Figura 4.14 apresenta a evolução dos principais parâmetros de controlo ao longo da fase de corte, de referir que o patamar apresentado na figura a) é justificado pelo facto de se ter atingido os limites impostos no LVDT, onde o ensaio parou e foi retomado de seguida quando se retiraram esses limites.

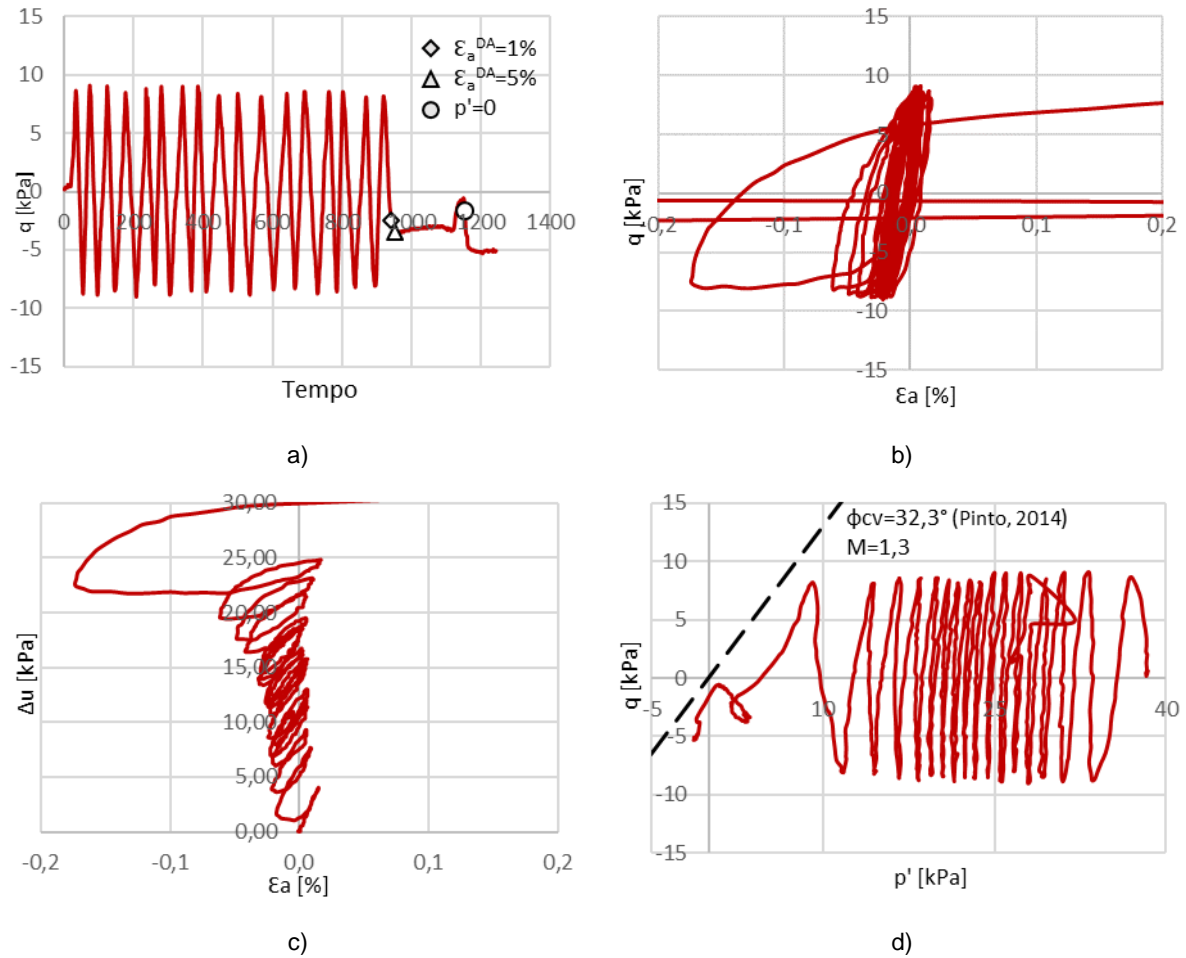


Figura 4.14 - Resultados ensaio TXSP9: a) ciclos; b) relação  $\varepsilon_a$ - $q$ ; c) relação  $\varepsilon_a$ - $\Delta u$ ; d) relação  $p'$ - $q$

#### • TXSP10

O ultimo ensaio realizado foi submetido a outra nova amplitude de carga aplicada ( $\Delta F = 10$  kN) durante a fase de corte. A amostra foi completamente saturada, realizando um elevado número de ciclos até à ocorrência a liquefação, de acordo com a pequena carga aplicada.

No presente ensaio, não foram realizadas medições de ondas sísmicas, pois, devido à colmatação da placa de topo original da câmara, os elementos piezoelétricos compatíveis com a características do equipamento ficaram inutilizáveis.

A Figura 4.15 apresenta os resultados do ensaio TXSP10.

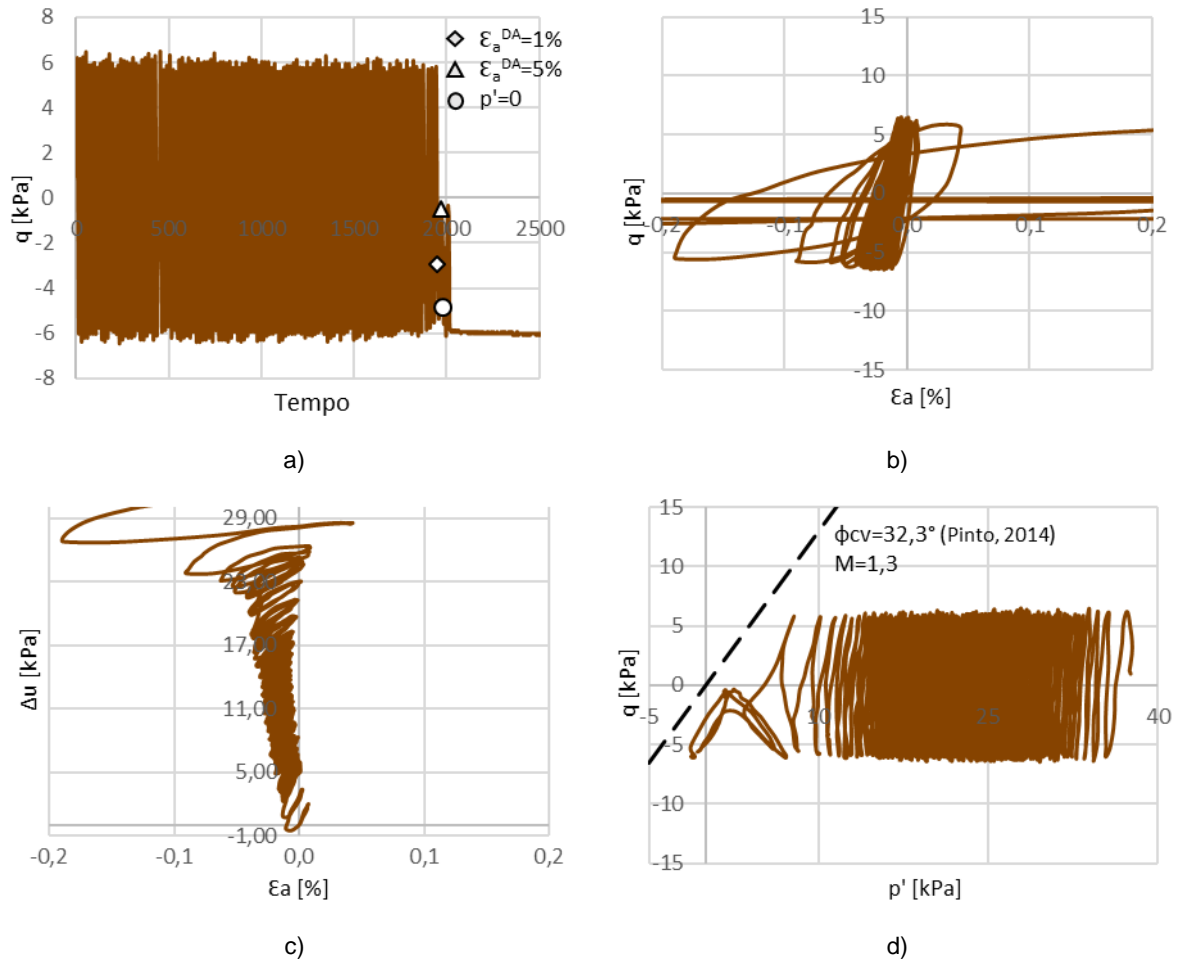


Figura 4.15 - Resultados ensaio TXSP10: a) ciclos; b) relação  $\varepsilon_a$ - $q$ ; c) relação  $\varepsilon_a$ - $\Delta u$ ; d) relação  $p'$ - $q$

## 4.3.2.2. Análise e Interpretação Conjunta dos Resultados

A Tabela 4.4 apresenta os resultados finais dos ensaios triaxiais realizados.

Tabela 4.4 – Resultados dos ensaios triaxiais realizados

Ensaio		Saturação	Consolidação		Corte		
		B	V <sub>P</sub>	S(%)	CSR <sub>TX</sub>	Lique- -fação	Nº Ciclos
	TXSP0	0,98	-	-	-	-	-
	TXSP1	0,98	1543	100	0,127	✓	4
	TXSP2	-	502	17	0,127	✗	-
	TXSP3	-	523	37	0,127	✗	-
	TXSP4	0,06*	762	84	0,127	✗	-
	TXSP5	0,71	1342	91	0,127	✓	7,5
	TXSP6	0,84	1605	94	0,127	✓	8,5
	TXSP7	0,96	1670	89	0,095	✓	9
	TXSP8	0,98	1467	100	0,095	✓	30
	TXSP9	0,97	1470	100	0,095	✓	16
	TXSP10	0,96	-	100	0,065	✓	113

Nota: B – Parâmetro de Skempton; V<sub>P</sub> – Velocidade da onda P após consolidação; S – Grau de saturação; CSR<sub>TX</sub> – Razão da ação Cíclica; Nº ciclos – Número de ciclos realizados até o provete atingir o estado de liquefação; ✓ – realizado; ✗ – não realizado. \*B=0,06: Este parâmetro de Skempton corresponde à fase de percolação, visto este ensaio não sofreu saturação.

Visto que a medição da saturação envolveu parâmetros altamente sensíveis à variação da saturação, como o parâmetro B de Skempton e a velocidade de propagação das ondas sísmicas de compressão, achou-se pertinente a comparação dos resultados experimentais com a bibliografia exposta anteriormente, nomeadamente com a curva de Yang (2002) que relaciona B com V<sub>p</sub>. A curva de Yang foi calculada através da expressão (2.29) utilizando os parâmetros característicos da areia de Aveiro apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Parâmetros utilizados para a definição da curva de Yang (2002)

<b>G<sub>0</sub></b>	150 MPa	<b>ρ<sub>a</sub></b>	0,0013 g/cm <sup>3</sup>
<b>ν</b>	0,3	<b>ρ<sub>f</sub></b>	1,0013 g/cm <sup>3</sup>
<b>K<sub>b</sub></b>	325 MPa	<b>e</b>	0,80
<b>ρ<sub>s</sub></b>	2,9755 g/cm <sup>3</sup>	<b>n</b>	0,444
<b>ρ<sub>w</sub></b>	1 g/cm <sup>3</sup>	<b>ρ</b>	2,098 g/cm <sup>3</sup>

A Figura 4.16 apresenta a distribuição dos resultados experimentais referentes à medição do parâmetro B de Skempton e da velocidade das ondas P comparativamente à curva teórica de Yang. É observada uma boa correlação entre os resultados teóricos e experimentais com exceção dos ensaios TXSP5 e TXSP6, relativamente às leituras durante o processo de saturação e consolidação dos provetes menos saturados. Tendo em conta que há uma boa confiança nos resultados medidos, é possível que esta curva teórica não se adeque a estes níveis de saturação.

Os ensaios TXSP2 e TXSP3 não se encontram representados pois, como nestes não existiu fase de percolação, a medição do parâmetro B era inexecutável. Quanto ao ensaio TXSP4, a falta de equipamento para medição das ondas sísmicas, impediu a avaliação da velocidade das ondas P.

Os resultados experimentais foram posteriormente comparados com outros trabalhos anteriores que visavam o processo de saturação em ensaios triaxiais (Vieira Faria et al., 2006). Nestes, era verificada a mesma discrepância entre a relação B- $V_P$ , onde os pontos experimentais se encontravam muito acima das curvas teóricas de Yang traçadas (Figura 4.17)

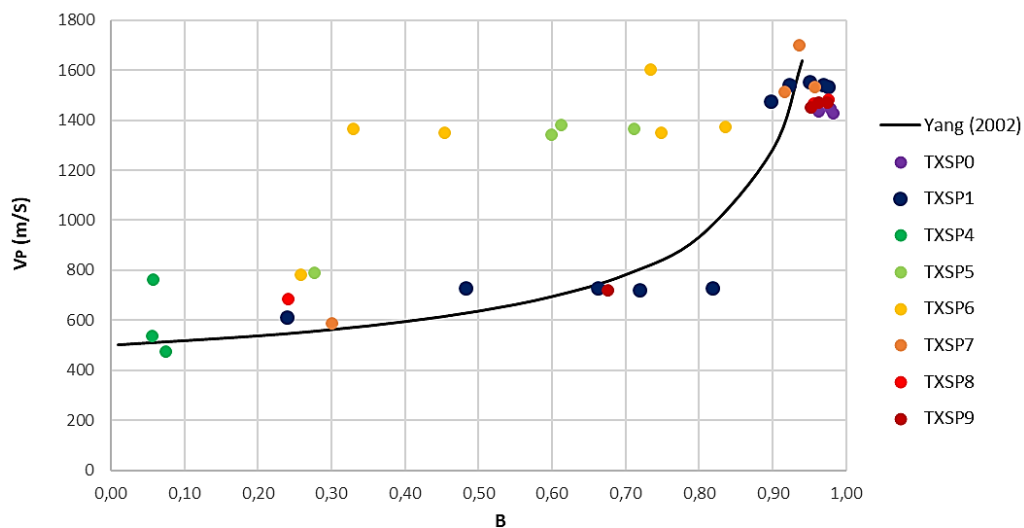


Figura 4.16 – Comparação dos resultados experimentais com a curva teórica de Yang (2002)

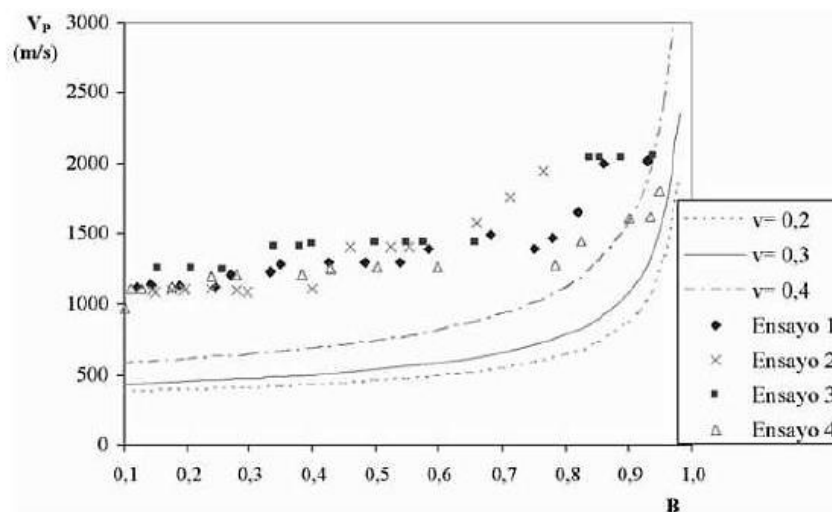


Figura 4.17 – Curvas de  $V_P$  vs. B para amostras saturadas em comparação com as curvas teóricas de Yang (2002) (Vieira Faria et al., 2006)

Como já foi referido a avaliação do índice de vazios é feita através do controlo do estado de deformação do provete pela leitura da instrumentação interna e externa. Visto este controlo ser contínuo ao longo do ensaio, é possível representar graficamente a evolução do índice de vazios nas diferentes fases do ensaio. A Figura 4.18 apresenta o índice de vazios para as fases de montagem ( $e_i$ ) e após consolidação ( $e_c$ ).

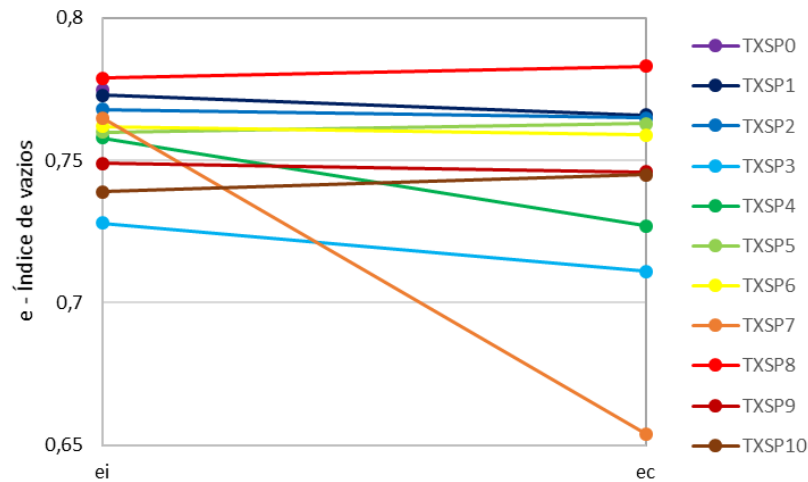


Figura 4.18 – Variação do índice de vazios ao longo do ensaio

Pela observação do gráfico podemos constatar o comportamento contrátil do solo pela diminuição do índice de vazios ao longo das fases dos ensaios triaxiais.

Denotam-se dois ensaios cujas curvas seguem um comportamento mais acentuado que as restantes. O ensaio TXSP7, como já foi referido, colapsou parcialmente durante a fase de saturação devido a uma falha no equipamento. Esta levou à diminuição da tensão efetiva, causando grandes assentamentos na amostra e conseqüente decréscimo do índice de vazios. Quanto ao ensaio TXSP3, a evolução dos seus índices de vazios deve-se ao teor de água inicial com que o ensaio é preparado. O facto deste ensaio ser preparado com  $w=10\%$  leva à que a amostra sofra maiores assentamentos por inundação.

Relativamente à fase de corte não drenada, o cálculo do índice de vazios pode ser calculado por dois modos distintos, do início para o fim do ensaio e o inverso. O primeiro método baseia-se no controlo do estado de deformação da amostra ao longo do ensaio. Como os ensaios foram dotados de instrumentação interna, era possível conhecer a cada momento as dimensões reais do provete. Assim, o índice de vazios pode ser calculado do início para o fim do ensaio empregando o volume corrigido da amostra:

$$e_c = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad \text{onde} \quad \gamma_d = \frac{W_d}{V_{\text{corrigido}}} \quad (4.4)$$

No final do ensaio, como já foi referido na secção 3.3.6, o solo é retirado da membrana e pesado antes e após a sua colocação em estufa, de forma a determinar o teor de água no final do ensaio. Visto que o corte é realizado em condições não drenadas, este teor de água final deverá ser igual ao teor de água no final da consolidação. Assim, o índice de vazios pode ser calculado do fim para o início do ensaio aplicando a seguinte expressão:



$$e_c = \frac{G_s * w}{S} \quad (4.5)$$

A relação anterior foi aplicada nos ensaios cujo grau de saturação era conhecido, mais especificamente nas amostras completamente saturadas e naquelas que não sofreram variação do teor de água ao longo do ensaio, ou seja, que não sofreram percolação.

Frisando o que foi dito anteriormente, a fase de corte é realizada sob condições não drenadas o que implica que o índice de vazios no final do ensaio seja igual ao índice de vazios do final da consolidação. Consequentemente o índice de vazios calculado do início para o fim do ensaio deveria ser igual ao índice de vazios calculado do fim para o início.

A comparação dos índices de vazios calculados pelos dois modos supracitados é apresentada na Tabela 4.6. A igualdade esperada entre os dois índices de vazios não é observada, diferindo os valores em várias casas centesimais. Esta diferença deve-se principalmente a três fatores:

- à precisão da instrumentação de controlo de deformação, que traduzem dimensões irrealistas dos provetes;
- à dificuldade da medição do teor de água final, devido a pequenas perdas de solo e água aquando da desmontagem do ensaio.
- e por se ter considerado a expressão (A1.3), relação apenas válida em carregamentos isotrópicos, para o cálculo da extensão volumétrica após montagem, visto a fase de montagem da amostra não respeitar essas condições.

Os valores de índices de vazios finais permitem ainda, quando confrontados com o índice de vazios crítico ( $e_{crit}=0,65$ ) obtido por Pinto (2014) obter um parâmetro de estado ( $\Psi$ ) positivo, reafirmando a suscetibilidade do solo à liquefação.

Tabela 4.6 – Comparação do índice de vazios obtido do início para o fim do ensaio e do índice de vazios obtido do fim para o início do ensaio

Ensaio	$e_c$ (início-fim)	$e_c$ (fim-início)
TXSP1	0,766	0,737
TXSP2	0,765	0,703
TXSP3	0,711	0,637
TXSP4	0,727	-
TXSP5	0,763	-
TXSP6	0,759	-
TXSP7	0,654	-
TXSP8	0,783	0,756
TXSP9	0,746	0,718
TXSP10	0,745	0,727

A determinação da curva de retenção do solo arenoso de Aveiro teve como objetivo a avaliação da influência do nível da sucção no comportamento mecânico do solo não saturado, nomeadamente na resistência à liquefação, pelo qual foi necessário transformar os resultados obtidos anteriormente, de forma a relacionar a sucção com o grau de saturação. A Figura 4.19 traduz esta nova relação.

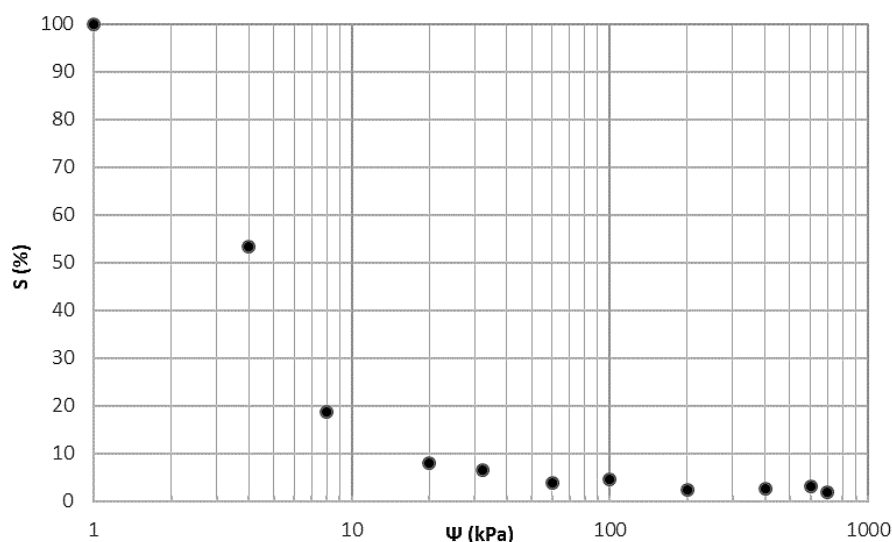


Figura 4.19 - Curva de retenção em função do grau de saturação

Da curva apresentada foram retirados os valores de sucção correspondentes aos graus de saturação envolvidos nos ensaios triaxiais. Os resultados, apresentados na Tabela 4.7, mostraram que, inclusive para os graus de saturação mais baixos, os valores de sucção associados eram insignificantes (inferiores a 10 kPa). Foi considerado que a sucção aplicada não terá influência na tensão efetiva nem afetará a resistência de corte do solo. Assim, pode-se concluir que a resistência do solo não saturado à liquefação não se deve à sucção, mas sim à menor tendência para o aumento da pressão neutra devido ao ar presente no solo.

Tabela 4.7 – Valores de sucção obtidos para os graus de saturação dos ensaios triaxiais

S (%)	Ψ (kPa)
17	8,8
37	5,2
84	2
89	1,6
91	1,6
94	1,4

Quanto à análise da resistência à liquefação em função do grau de saturação, é apresentada na Figura 4.20 as curvas que relacionam a razão da ação cíclica (CSR) com o número de ciclos realizados até à liquefação para diferentes níveis de saturação. Na elaboração destas curvas apenas foram considerados os ensaios válidos que liquefizeram. Juntando os ensaios saturados realizados para três níveis de ação

cíclica (CSR), foi possível definir a curva para um grau de saturação de 100%. As restantes curvas foram extrapoladas admitindo uma forma idêntica à da curva saturada, uma vez que só se dispunha de um ensaio válido para cada nível de saturação. Mais ensaios seriam necessários para confirmar estas tendências, no entanto foi esgotado o tempo disponível para o trabalho laboratorial.

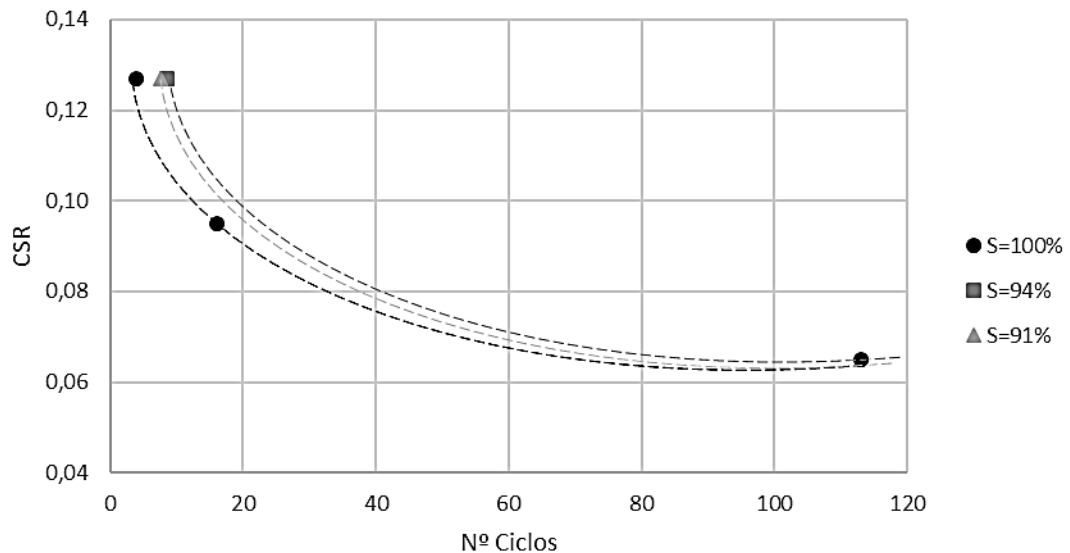


Figura 4.20 – Razão entre a razão de ação cíclica e o número de ciclos.

A finalidade do gráfico exposto seria a sua aplicação em campo, mais especificamente, relacionar o número de ciclos necessários para a ocorrência de liquefação com a caracterização sísmica do local segundo o grau de saturação do solo.

Para a aplicação em laboratório, é tomado como 15 o número limite de ciclos suscetíveis à liquefação. Arango (1996) sugere que para um sismo de magnitude padrão de 7.5, o número de ciclos requeridos para induzir a liquefação em laboratório, são no máximo 15. Assim, é possível verificar pela Figura 4.21 que para um número de ciclos igual a 15 o valor de CSR aumenta à medida que o grau de saturação diminui.

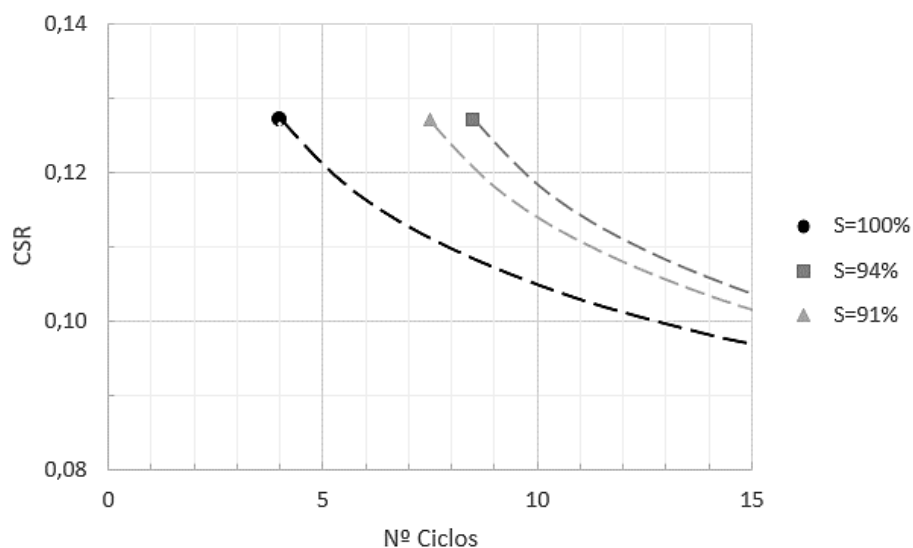


Figura 4.21 – CSR vs. Nº ciclos



# 5

## CONCLUSÕES

### 5.1. CONCLUSÃO

A liquefação é o fenómeno em que o solo perde resistência e rigidez devido ao aumento da pressão neutra até à anulação das tensões efetivas instaladas. Sendo um fenómeno destrutivo, é fundamental tomar medidas para prevenir ou minimizar as suas consequências. No entanto, as medidas de mitigação da liquefação são particularmente caras, principalmente aqueles que permitem a sua aplicação em áreas urbanizadas. A dessaturação tem-se revelado uma técnica promissora na resolução de tais problemas, sendo eficaz e económica ao mesmo tempo.

Foram conduzidos ensaios triaxiais cíclicos, em condições não drenadas, em provetes saturados e não saturados para se verificar em que medida este procedimento é suficiente para impedir a liquefação. Os ensaios realizados foram munidos de instrumentação interna de grande precisão, permitindo controlar com grande rigor as condições de compacidade da amostra, nomeadamente do índice de vazios. Foi ainda determinada a curva de retenção de água do solo, visto este trabalho envolver o estudo de solos não saturados, que avaliou a capacidade de retenção de água por parte de um solo, relacionando a variação do teor de água com a sucção instalada.

Os ensaios de caracterização física foram realizados com o objetivo de confirmar alguns parâmetros obtidos por outros autores em estudos anteriores sobre o mesmo solo em estudo. Tais valores foram confirmados.

Dos resultados obtidos pelo método das painelas de pressão, constatou-se que o efeito da sucção é mais presente para níveis de saturação mais baixos. No entanto a curva não foi devidamente definida para as gamas de sucção inferiores a 10 kPa. Observou-se uma boa adequação das curvas teóricas aos resultados experimentais.

Os resultados obtidos dos ensaios triaxiais cíclicos permitiram a definição de algumas relações.

Primeiramente foi observado o comportamento contrativo do solo pela diminuição do índice de vazios ao longo do ensaio. Os números de ciclos efetuados até à liquefação da amostra mostraram-se crescentes com a diminuição da tensão de desvio e com a diminuição do grau de saturação, o que permitiu a construção de um gráfico, cujas curvas correlacionam a razão de ação cíclica com o número de ciclos necessários para a ocorrência de liquefação segundo diferentes graus de saturação.

Foram ainda determinados os níveis de sucção correspondentes aos graus de saturação envolvidos nos ensaios triaxiais. Constatou-se que, inclusive para os graus de saturação mais baixos, os valores de sucção associados eram insignificantes. Conclui-se que a resistência à liquefação da areia de Aveiro, resultante da dessaturação, não é devida à “coesão” aparente fornecida pela sucção, mas sim pela presença de ar

nos poros do solo, que absorve os excessos de pressões neutras que são gerados durante o carregamento e responsáveis pela anulação da tensão efetiva.

Detetaram-se, no entanto, algumas dificuldades em correlacionar os resultados dos parâmetros de controlo de saturação para as amostras menos saturadas com as curvas teóricas expostas na bibliografia.

## **5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

A realização deste trabalho permitiu alcançar algumas conclusões já previamente referidas e suscitar diversas questões sobre medidas de aperfeiçoamento dos resultados obtidos. De modo a aprofundar o estudo da dessaturação como medida de mitigação são propostos os seguintes desenvolvimentos futuros:

- Realização de ensaios triaxiais complementares, nas mesmas condições de ensaio que as expostas no presente trabalho, de forma a obter um maior número de resultados válidos que confirmassem as tendências das relações que foram traçadas.
- Realização de ensaios triaxiais na câmara triaxial cíclica, sob as mesmas condições de ensaio dos realizados (saturação, consolidação, condições não drenadas e carregamento cíclico) para avaliar o efeito da frequência de carregamento.
- Repetição dos ensaios triaxiais realizados para índices de vazios inferiores. O elevado índice de vazios definido inicialmente tinha como propósito que amostras soltas que liquefizessem facilmente mesmo com ciclos de baixa frequência. No entanto após a realização deste trabalho foi perceptível que se se tivessem ensaiado amostras um pouco mais densas, a liquefação só seria atingida para um maior número de ciclos, permitindo testar valores de CSR mais altos.
- A adaptação de uma câmara triaxial para ensaios não saturados. Esta seria equipada com uma válvula especial que apenas permite o deslocamento do fluido numa só direção, de fora para dentro do provete, possibilitando a introdução de ar na amostra.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Amoroso, S.; Rodrigues, C.; Viana da Fonseca, A.; Cruz, N. (2015). *Liquefaction Evaluation of Aveiro Sands from SCPTU and SDMT Tests*. Conference: 3rd International Conference on the Flat Dilatometer, Rome, Italy.
- Abreu, E. J. A. (2012). *Estudo das Condições de Liquefação da Areia de Coimbra em Triaxial Estático e Cíclico*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto.
- Andrus, R. D.; Stokoe, K. H. (1997). *Liquefaction resistance based on shear wave velocity*. Proc. NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils. Tech. Rep. NCEER -97-002, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo.
- Andrus, R. D.; Stokoe, K. H. (2000). *Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, November, ASCE, New York.
- Arango, I. (1996). *Magnitude scaling factors for soil liquefaction evaluations*. J. Geotech. Engrg. ASCE, 122(11), 929–936.
- ASTM (2008). ASTM D 6836-02: *Standard Test Methods for Determination of the Soil Water Characteristic Curve for Desorption Using a Hanging Column, Pressure Extractor, Chilled Mirror Hygrometer, and/or Centrifuge*. ASTM International.
- ASTM (2016). ASTM D 5298-16: *Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper*. ASTM International.
- Bedin, J. (2008). *Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração*. Qualificação de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Bedin, J. (2010). *Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Been, K.; Jefferies, M. G. (1985). *A state parameter for sands*. Géotechnique. V. 35, no. 2, pp. 99-112
- Berardi, R.; Margottini, C.; Molim, D.; Parisi, A. (1991). *Soil Liquefaction: Case Histories in Italy*. Tectonophysics, vol.193, pp.141-164.
- Besenzon, D. (2013). *The use of Seismic Wave for Geotechnical Characterization of Residual Soil from Porto*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto.
- Brooks, R. H.; Corey, A. T. (1964). *Hydraulic properties of porous media*. Fort Collins. Civil Engineering Department - Colorado State University, California
- Casagrande, A. (1936). *Characteristic of cohesionless soils affecting the stability of slope and earth fill*. Journal of the Boston society of Civil engineering, January, pp 13-32.
- Castro, G. (1969). *Liquefaction of sand*. Harvard Soil Mechanic Series 87, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.

- Castro, G. (1975). *Liquefaction and cyclic mobility of sands*. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, Vol. 100, pp. 763-786, ASCE, New York.
- Castro, G.; Poulos, S. J. (1977). *Factors affecting liquefaction and cyclic mobility*. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, June, pp 501-506, ASCE, New York.
- CEN ISO (2004). CEN ISSO/TS 17892-9: *Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 9: Consolidated triaxial compression tests on water saturated soil*. European Committee for Standardization, Brussels
- E.S.T.F.: Earth Sciences Task Force (1994). *Preliminary Seismic Microzonation Assessment for British Columbia*. Prepared by: Klohn-Cripper Consultants Ltd., Resources Inventory Committee Publications, British Columbia, Canada.
- Eurocode 8 (2010). *Design provisions for earthquake resistance of structures*. EC8, Final draft, European Prestandard.
- Ferreira, C. M. d. F. (2003). *Implementação e aplicação de transdutores piezoeléctricos na determinação de velocidades de ondas sísmicas em provetes*. Avaliação da qualidade de amostragem em solos residuais. FEUP, Porto.
- Ferreira, C. M. d. F. (2008). *The use of Seismic Wave Velocities in the Measurement of Stiffness of a Residual Soil*. FEUP, Porto.
- Finn, W. D. L.; Vaid, Y. P. (1977). *Liquefaction Potential from drained constant volume cyclic simple shear tests*. Proc. 6<sup>o</sup> WCEE, New Delhi. Session 6, pp. 7-12
- Finn, W. D. L.; Pickering, D. J.; Bransby, P. L. (1971). *Sand liquefaction in triaxial and simple shear tests*. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 97, pp. 639-659, ASCE, New York.
- Fredlund, D. G.; Morgenstern, N. R. (1977). *Stress State Variables for Unsaturated Soils*. ASCE J Geotech Eng Div, 103(5), p. 447-466
- Fredlund, D. G.; Xing, A. (1994). *Equations for the soil-water characteristic curve*. *Canadian Geotechnical Journal*. 31:3, p. 12.
- Gardner, W. R. (1958). *Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table*. *Soil Science*. 85:4, p. 5.
- Head, K. H. (1982). *Manual of soil laboratory testing - Volume 2 - Permeability, shear strength and compressibility tests*. Pentech Press limited
- Hilf, J.W. (1956). *An investigation of pore water pressure in compacted cohesive soils*. PhD Thesis, University of Colorado.
- Idriss, I.M. (1999). *An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential*. Proc. TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, Publ FHWA-RD-99-165, Federal Highway Adm



Ishihara K. (1996). *Soil behaviour in earthquake geotechnics* [Oxford Engineering series]. Oxford: Oxford University Press.

Ishihara, K. (1985). *Stability of natural deposits during earthquakes*. Proceedings of the 11th international conference on soil mechanics and foundation engineering. Vol. 1. p. 321-375.

Ishihara, K.; Tatsuoka, F.; Yasua, S. (1975). *Undrained deformation and liquefaction of sands under cyclic stresses*. Soils and Foundations, V. 15, no. 1, pp. 29-44.

Iwasaki, T.; Tatsuoka, F.; Tokida, K.; Yasuda, S. (1978). *A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan*. Proc. 2nd Int. Conf. Microzonation, San Francisco, pp. 885-896.

Jorge, C. R. R. (1994). *Zonamento do potencial de liquefação. Tentativa de aplicação a Portugal*. Tese de Mestrado em Geologia de engenharia, Universidade Nova de Lisboa.

Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, Inc, New Jersey.

LNEC (1966a). E 195-1966 *Solos. Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa

LNEC (1966b). E 196-1966 *Solos. Análise granulométrica*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa

Lopes, I. (2001). *Avaliação das condições geológicas e geotécnicas para a caracterização do risco sísmico. Aplicação á colina do castelo de S. Jorge*. Tese de Mestrado em Geologia económica e aplicada na especialidade de geotecnia, Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa.

Marinho, F. (2005). *Os solos não saturados: aspectos teóricos, experimentais e aplicados*. São Paulo: Departamento de estruturas e Fundações - Universidade de São Paulo

Matos Fernandes, M. (2012). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios fundamentais*. FEUP Edições, Porto. Volume 1, p. 303-388

Matos Fernandes, M. (2017). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios fundamentais*. FEUP Edições, Porto. Volume 1, pp. 336-455

NP (1965). NP-83. *Solos. Determinação da densidade das partículas*. Norma Portuguesa Definitiva, Lisboa

Okamura, M.; Noguchi, K. (2009). *Liquefaction resistance of unsaturated non-plastic silt*. Soils Found., 49(2), 221–229.

Okamura, M.; Soga, Y. (2006). *Effects of pore fluid compressibility on liquefaction resistance of partially saturated sand*. Soils Found., 46(5), 695.

Okamura, M.; Teraoka, T. (2005). *Shaking table tests to investigate soil desaturation as a liquefaction countermeasure*. Geotechnical Special Publication, ASCE, 145, 282–293.

- Okamura, M.; Ishihara, M.; Oshita, T. (2003). *Liquefaction resistance of sand improved with sand compaction piles*. Soils Found., 43(5), 175–187.
- Okamura, M.; Ishihara, M.; Tamura, K. (2005). *Prediction Method for Liquefaction-induced Settlement of Embankment with Remedial Measure by Deep Mixing Method*, Soil Found., 44(4), 53-65
- Okamura, M.; Takebayashi, M.; Nishida, Q.; Fujii, N.; Jinguji, M.; Imasato, T.; Yasuhara, H.; Nakagawa, E. (2011). *In-Situ Desaturation Test by Air Injection and Its Evaluation through Field Monitoring and Multiphase Flow Simulation*. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 2011, 137(7): 643-652
- Pinto, A. (2014). *Abordagem à Problemática da Amostragem em Solos Granulares com Envelhecimento Natural através de Ondas Sísmicas*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto.
- Pyke, R.; Seed, H. B.; Chan, C. K. (1975). *Settlement of sands under multidirectional shaking*. Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 101, pp. 379-398, ASCE, New York.
- Raposo, N. (2016). *Deposição de rejeitados espessados. Caracterização experimental e modelação numérica*. PhD Thesis, University of Porto.
- Richart, F. E. Jr.; Hall, J. R. Jr.; Woods, R.D. (1970) *Vibrations of soils and foundations*. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ.
- Robertson, P. K.; Woeller, D. J.; Finn, W. D. L. (1992). *Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading*. Can. Geotech. J. pp. 686-695, Ottawa.
- Robertson, P. K.; Wride, C. E. (1998). *Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test*. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 35, pp. 442-459, Ottawa.
- Rocha, J. M. M. (2010). *Definição de Condições de Liquefação em Triaxial à Luz da Teoria dos Estados Críticos e Avaliação de Risco por Razão de Velocidades de Ondas Sísmicas numa Areia Dunar*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto.
- Rodrigues, C.; Amoroso, S.; Viana da Fonseca, A.; Cruz, N. (2014). *Estudo do risco de liquefação das areias de Aveiro a partir de ensaios SCPTU e SDMT*. Atas do 14º Congresso Nacional de Geotecnia. Cavaleiro, V. e Machado do Vale, J. (Eds.). UBI, Covilhã, Portugal.
- Seed H. B. (1975). *Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses*. EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Seed, H. B.; Idriss, I. M. (1971). *Simplified procedure for evaluating liquefaction potential*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, pp. 1249-1273, ASCE, New York.
- Seed, H. B.; Peacock, W. H. (1971). *Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 97, pp. 1099-1119, ASCE, New York.
- Shiraishi, S. (2006). *Method for preventing seismic liquefaction of ground in urbanized area and facilities used in this method*. United States Patent, Patent No. US 7,011,475 B2.
- Skempton, A. W. (1954). *The pore-pressure coefficients A and B*. Géotechnique 4, No. 4, 143–147.

- Soares, M.; Viana da Fonseca, A. (2016). *Factors Affecting Steady State Locus in Triaxial Tests*. Geotechnical Testing Journal, Vol. 39, No. 6, 2016, pp. 1056–1078.
- Soares, S. M. C. (2015). *Evaluation of Soil Liquefaction Potential Based on Laboratory Data. Major factors and limit boundaries*. PhD Thesis, University of Porto.
- Takemura, J.; Okamura, M.; Igarashi, R.; Masuda, M.; Izawa, J. (2009). *Centrifuge model tests on soil desaturation as a liquefaction countermeasure*. Proc., 17th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Alexandria, Egypt.
- Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals os soils mechanics*, John Wiley &ons, New York.
- Terzaghi, J.; Peck, R. B.; Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley and Sons Co., New York.
- Thom, R.; Sivakumar, V.; Brown, J.; Hughes, D. (2008). *A simple triaxial system for evaluating the performance of unsaturated soils under repeated loading*. Geotechnical Testing Journal, p. 107-114
- Tokimatsu, K.; Yoshimi, Y.; Ariizumi, K. (1990). *Evaluation of Liquefaction Resistance os sand improved by deep vibratory Compaction*, Soils and Foundations, 30 (3), 153-158
- Topa Gomes, A. (2009). *Poços elípticos pelo Método de Escavação Sequencial na vertical. O caso do Metro do Porto*. PhD Thesis, University of Porto.
- Tsuchida, H. (1971). *Estimation of liquefaction potential of sandy soils*. Proc. II Joint Meeting US – Japan on wind and seismic Effects.
- Van Genuchten, M. T. (1980). *A closed-form equation for predictiong the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Science Soc. American Journal. 44, p. 7.
- Vieira Faria, N.; Viana da Fonseca, A.; Ferreira C. (2006). *Processo de saturación de ensayos triaxiales*. Volume 104, pp. 31–42. Geotechnical Portuguese Society.
- Viana da Fonseca, A. J. P. (2013). *Liquefação de solos à luz da mecânica aplicada*. Revista Geotécnica 128, 3-35.
- Viana da Fonseca, A. J. P. (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para dimensionamento de fundações diretas*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Williams, J.; Prebble, R. E.; Williams, W. T.; Hignett, C. T. (1983). *The influence of texture, structures and clay mineralogy on the soil moisture characteristics*. Australian Journal of Soil Res. 21, p. 17.
- Yang, J.; Sato, T. (2000). *Interpretation of seismic vertical amplification at an array site*. Bull. Seismol. Soc. Am. 90, No. 2, 275–285
- Yang, J.; Sato, T. (2001). *Analytical study of saturation effects on seismic vertical amplification of a soil layer*. Géotechnique 51, No. 2, 161–165

Yang, J. (2002). *Liquefaction resistance of sand in relation to P-wave velocity*. Geotechnique 52, No.4, 295-298

<https://paginas.fe.up.pt/sgwww/labgeo/>. Consultado em Dezembro de 2017

<http://www.soilmoisture.com/home.php>. Consultado em Dezembro de 2017

<https://www.usgs.gov/>. Consultado em Dezembro de 2017

<http://www.undeerc.org/Default.aspx>. Consultado em Dezembro de 2017

# **ANEXOS**



# ANEXO 1

## CÁLCULOS E CORREÇÕES NOS ENSAIOS TRIAXIAIS

### A1.1. EXTENSÃO AXIAL

Durante todas as fases do ensaio triaxial, o provete deforma-se, em termos de altura e diâmetro alterando consequentemente o seu volume. Estas deformações são relativamente pequenas durante as fases de percolação e saturação, sendo mais representativas durante a fase de consolidação e de corte. No entanto todas estas alterações devem ser tidas em conta nos cálculos para determinação do índice de vazios.

A extensão axial pode ser determinada pelos dados fornecidos pela instrumentação interna solidária ao provete (transdutores *Hall Effects*) ou pelo medidor de deslocamento linear externo (LVDT).

A extensão axial obtida a partir do LVDT é dada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta a}{H_i} \quad (\text{A1.1})$$

- $\varepsilon_a$  é a extensão axial;
- $\Delta a$  é a variação da altura do provete fornecido pelo transdutor interligado ao LVDT;
- $H_i$  é a altura inicial do provete;

A extensão axial deduzida a partir dos transdutores internos de deformação é dada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta IS_i}{\Delta h_{IS1}} \quad (\text{A1.2})$$

- $\varepsilon_a$  é a extensão axial;
- $\Delta IS_i$  é a variação dos valores fornecidos pelos transdutores *Hall effects*;
- $\Delta h_{IS1}$  é a diferença de alturas entre a âncora superior e inferior onde apoiam os transdutores (Figura 4.22);

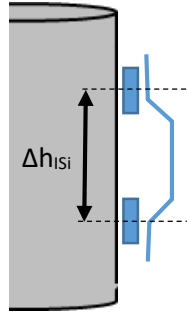


Figura 4.22 - Diferença de alturas entre a câmara superior e inferior dos transdutores

### A1.2. EXTENSÃO VOLUMÉTRICA

A extensão volumétrica ( $\varepsilon_v$ ) pode ser calculada a partir da axial, seja esta última determinada pela instrumentação externa ou interna, pela seguinte equação, assumindo que o provete se deforma isotropicamente, isto é, da mesma forma nas três direções, o que é geralmente válido durante a consolidação isotrópica:

$$\varepsilon_v = 3 * \varepsilon_a \quad (A1.3)$$

No entanto, quando o ensaio é provido de um medidor automático de volume, e o provete está saturado, a extensão volumétrica pode ser obtida através da medição da quantidade de água que entra e sai do provete, pela seguinte relação:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_i} \quad (A1.4)$$

- $\varepsilon_v$  é a extensão volumétrica;
- $\Delta V$  é a variação do volume do provete fornecido pelo medidor automático de volume;
- $V_i$  é o volume inicial do provete;

### A1.3. CORREÇÃO DA ÁREA

A tensão efetiva aplicada depende a cada instante da área do provete, que varia à medida que este se deforma. Assumindo que durante o corte o provete tende a embarrilar, a seguinte expressão pode ser usada para avaliar a área da secção em cada fase (Head, 1982):

$$A = A_0 \left( \frac{1 - \varepsilon_v}{1 - \varepsilon_a} \right) \quad (A1.5)$$

- $A$  é a área corrigida do provete;
- $A_0$  é a área do provete no início do corte;
- $\varepsilon_v$  e  $\varepsilon_a$  são, respectivamente, as extensões volumétrica e axial observadas durante o corte até ao momento em que se pretende calcular a área corrigida



#### A1.4. CÁLCULO DE TENSÕES DURANTE O CORTE

O tratamento dos dados dos ensaios triaxiais, durante a fase de corte, foi realizado tendo em conta a metodologia presente na norma CEN ISO/TS 17892, Parte 9 (CEN, 2004). Em particular, salienta-se o cálculo das tensões vertical e horizontal totais, dadas pelas expressões A1.6 e A1.7:

##### Tensão Vertical Total

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} * \sigma_{cell} - (\Delta\sigma_1)_m - (\Delta\sigma_1)_{fp} \quad (A1.6)$$

- $\sigma_1$  é a tensão vertical total;
- $P$  é a carga vertical aplicada (Load);
- $A$  é a área corrigida do provete (Equação (A1.5));
- $\sigma_{cell}$  é a pressão da água na célula (CP);
- $(\Delta\sigma_1)_m$  é a correção da tensão vertical total devido à membrana (ver abaixo);
- $(\Delta\sigma_1)_{fp}$  é a correção da tensão vertical total devido ao papel de filtro (ver abaixo);

##### Tensão Horizontal Total

$$\sigma_3 = \sigma_{cell} + (\Delta\sigma_3)_m \quad (A1.7)$$

- $\sigma_3$  é a tensão horizontal total;
- $\sigma_{cell}$  é a pressão da célula (CP);
- $(\Delta\sigma_3)_m$  é a correção da tensão horizontal total devido à membrana;

##### Correções da Membrana

$$(\Delta\sigma_1)_m = \frac{4 * t * E}{D_i} * \left[ (\varepsilon_1)_m + \frac{(\varepsilon_{vol})_m}{3} \right] \quad (A1.8)$$

$$(\Delta\sigma_3)_m = \frac{4 * t * E}{D_i} * \frac{(\varepsilon_{vol})_m}{3} \quad (A1.9)$$

- $t$  é a espessura da membrana;
- $E$  é o módulo de elasticidade da membrana, considerado 1,3 MPa de acordo com Soares (2015);
- $D$  é o diâmetro da membrana;
- $\varepsilon_1$  é a extensão axial da membrana considerada igual à extensão axial do provete;
- $\varepsilon_{vol}$  é a extensão volumétrica da membrana, considerada igual à extensão volumétrica do provete que no caso do corte não drenado usado neste trabalho foi nula;

##### Correções dos Papeis de Filtro

No presente trabalho não foi considerada a correção da tensão vertical total relativa aos papeis de filtro, por se considerar pouco significativa.

